



Hydromechanical behaviour of the granular rock and localization of the deformation

Hichem Ouffroukh

► To cite this version:

Hichem Ouffroukh. Hydromechanical behaviour of the granular rock and localization of the deformation. Engineering Sciences [physics]. Ecole des Ponts ParisTech, 2004. English. NNT: . pastel-00001354

HAL Id: pastel-00001354

<https://pastel.archives-ouvertes.fr/pastel-00001354>

Submitted on 4 Aug 2005

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



THESE

Pour obtenir le grade de

**DOCTEUR
DE
L'ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES**

Spécialité : Géotechnique

Présentée par

Hichem OUFFROUKH

**Comportement hydromécanique d'une roche granulaire
et localisation des déformations**

**Centre d'Enseignement et de Recherche en Mécanique des sols
(CERMES / ENPC-LCPC- INSTITUT NAVIER)**

Date de soutenance : 01 octobre 2004

Jury :

Rapporteurs :

D.FABRE
G.VIGGIANI

Examineurs :

F.CORNET
C.DAVID
J-S. GUEDON-DUBIED

Directeur de thèse :

J.SULEM

*A la mémoire de mon père, à ma mère, à tous mes frères et
sœurs en Algérie*

A ma sœur Habiba, son mari et ma nièce Rachida

A ma tendre et chère femme Sabrina

Remerciements

Durant ma thèse, j'ai bénéficié d'une bourse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées que je remercie vivement.

Je remercie Jean Sulem pour avoir assuré la direction et le suivi de cette thèse. Sa disponibilité ainsi que l'attention qu'il a porté à ce travail ont été un atout précieux sa réalisation. Je tiens à dire que travailler à ses côtés fut une expérience riche tant sur le plan scientifique qu'humain.

Je remercie Roger Frank et Pierre Delage, directeurs du CERMES ainsi que Philippe Mestat, chef de la division MSRGI du LCPC, qui m'ont accueilli au sein de leur laboratoire et qui ont mis à ma disposition tous les moyens nécessaires à la réalisation de cette thèse.

Ma profonde reconnaissance et mes vifs remerciements s'adressent à Sylvine Guedon-Dubied et François Martineau de la section de mécanique des roches du LCPC. En travaillant à leur côté et de façon privilégiée, lors de la mise en œuvre des dispositifs expérimentaux et la réalisation des essais, j'ai pu profiter de leurs connaissances et de leurs compétences. Je les remercie très chaleureusement pour leur disponibilité.

Mes remerciements vont également à Claude Boulay et Emmanuel De Laure pour toutes les discussions intéressantes que nous avons eues ensemble, ainsi qu'à Stéphane Dubroca de la section durabilité des ouvrages d'art pour son assistance.

Je remercie Denis Fabre et Gioachimo Viggiani d'avoir accepté d'être rapporteurs de ce travail ainsi que les autres membres du jury, Sylvine Guédon, François Cornet et Christian David.

Je ne peux oublier de remercier, pour leur appui moral, Grégoire Priol, Anca Dumitrescu, Aziz Sameur et tous les membres du CERMES. Je souhaite bonne chance et bon courage à mon successeur Paul Lazar.

Résumé : Ce travail a porté sur l'effet de la présence d'un fluide interstitielle sur le comportement des roches granulaires saturées dans la phase pré et post localisation. A partir d'essais de compression triaxiale et isotrope sur un grès de Fontainebleau d'une porosité de 20%, nous avons caractérisé à la fois le comportement en conditions drainés et non drainés de cette roche.

Les résultats issus des essais isotropes ont mis en évidence l'influence de la pression de confinement et de la surpression interstitielle sur les paramètres poroélastique de la roche. La notion de la contrainte effective de Biot ainsi que la détermination analytique du coefficient de Skempton sont discutées. En ce qui concerne les essais de compression triaxiale, une attention particulière a été portée sur l'évolution de la surpression interstitielle issue des essais non drainés et le phénomène de localisation dans les deux conditions de drainage (drainé/ non drainés). Nous sommes parvenus à montrer par exemple que le seuil de localisation ne semble pas être affecté par la condition de drainage.

Le résultats des essais triaxiaux ainsi que la prédiction de la localisation des déformations sont bien reproduits à l'aide d'un modèle de comportement avec élasticité non-linéaire et plasticité couplée à l'endommagement

L'étude de la localisation a été complétée par des observations microscopiques des bandes de cisaillement. L'analyse de la microstructure des bandes de cisaillement, par analyse d'images obtenues au microscope électronique à balayage, nous a permis d'étudier l'évolution de la porosité, de la surface spécifique et de la taille des grains à l'intérieur de ces bandes. En particulier, les changements de porosité et la structure des bandes en zones contractantes et/ou dilatantes sont discutés en fonction de la contrainte de confinement et le rôle de la surpression interstitielle est discuté. Nous présentons également une évaluation quantitative de l'évolution de la perméabilité en fonction des modifications de la microstructure en utilisant le modèle de Walsh et Brace (1984).

Ce document se termine par une étude consacrée à l'étude de bande de cisaillement à grande échelle que constituent les failles, ou une analogie est observée entre la structure des bandes de cisaillement dans les granulaire obtenues sur le grès de Fontainebleau et la structure des zones de failles. Les travaux présentés ici s'inscrivent dans le cadre de notre participation au projet européen DGLAB-CORINTH sur les risques sismique dans le Golfe de Corinth.

Mots-clés: grès, poromécanique, comportement non drainé, élasticité non linéaire, plasticité, bande de cisaillement, porosité, perméabilité, analyse d'images,

Abstract: This work concerns the effect of pore fluid on the behaviour of the saturated granular rock in the pre and post localization regime. The hydromechanical behaviour of Fontainebleau sandstone is studied on the basis of isotropic and triaxial compression tests in drained and undrained conditions on water saturated samples. The effect of the evolution of the rock compressibility with the applied stress on the poromechanical parameters is shown. On the basis of micro-mechanical considerations, a new expression for the Skempton coefficient B is proposed as a function of the porosity, the drained bulk compressibility and the grain and fluid compressibility. The relation between rock deformation and pore-pressure evolution in undrained deviatoric tests is analysed. An elasto-plastic constitutive model with stress-dependent elasticity and damage is proposed to describe the behaviour of the rock and is validated through back analysis of drained and undrained tests.

Detailed analysis of shear band formation and shear band microstructure formed in drained and undrained triaxial tests on Fontainebleau sandstone is presented. It is shown that under globally undrained conditions, local fluid exchanges inside the sample occur at shear banding resulting into heterogeneous damage pattern along the shear band. At high confinement, pore pressure generation inside the band locally leads to fluidisation of the crushed material which results into the formation of interconnected channels in the heart of the band. Image processing analysis is used for evaluation of porosity inside the shear band and estimation of the permeability is performed using the Walsh and Brace [1984] model. It is shown that, porosity increase as observed in the band at low confining pressure and porosity decrease as observed at high confining pressure are both accompanied by a reduction of permeability inside the shear band due to the increase of tortuosity and specific surface. However, this permeability reduction is much more important at high confining pressure and can reach values three orders of magnitude smaller than the permeability of the intact material.

The final part of the document is devoted to a study of large scale shear band, which constitutes a geological fault. An analogy could be observed between the microstructure of shear bands as observed in Fontainebleau sandstone samples and the structure of the fault zone. The work presented have been developped within the frame of our participation in DGLAB-CORINTH European project on the seismic risks in the Gulf of Corinth.

Keywords: Sandstone, poromechanics, undrained behaviour, non-linear elasticity, plasticity, shear-band, porosity, permeability, image analysis,

Table des matières

Introduction générale.....	1
Chapitre I.....	3
Etude bibliographique sur le comportement hydromécanique des roches	3
I.1. Définitions et concepts	3
I.1.1. Description d'un milieu poreux saturé.....	3
I.1.2. Notion de contrainte effective	5
I.2. Influence de la présence d'un fluide interstitiel sur le comportement des roches.....	7
I.2.1. Influence de la présence d'un fluide sur la résistance mécanique et la rupture des roches	8
I.2.2. Réponse de la pression interstitielle sous chargement mécanique en condition d'essai non-drainé 9	
I.3. Perméabilité des roches granulaires.....	18
I.3.1. Détermination expérimentale de la perméabilité.....	18
I.3.2. Méthode d'estimation de la perméabilité.....	20
Chapitre II	24
Étude expérimentale du comportement hydromécanique du grès de Fontainebleau	24
II.1. Technique expérimentale et procédure d'essai.....	24
II.1.1. Introduction	24
II.1.2. Principe de l'essai triaxial	25
II.1.3. Dispositifs expérimentaux utilisés.....	25
II.1.4. Comportement post-pic et asservissement.....	41
II.1.5. Conditions d'essais et mode opératoire	47
II.2. Matériau et programme d'essais	52
II.2.1. Caractérisation du grès de Fontainebleau	52
II.2.2. Essais réalisés	53
II.3. Essais de compression hydrostatique	55
II.3.1. Compression hydrostatique drainée.....	55
II.3.2. Compression hydrostatique non drainée.....	58
II.4. Essais de compression triaxiale.....	66
II.4.1. Essais drainés	66
II.4.2. Essais non drainés	83

II.4.3. Conclusion.....	102
Chapitre III	104
Modélisation du comportement du grès de Fontainebleau.....	104
III.1. Introduction.....	104
III.2. Description du modèle	105
III.2.1. Caractérisation de l'élasticité.....	105
III.2.2. Caractérisation de la plasticité.....	107
III.3. Etalonnage du modèle.....	108
III.3.1. Déterminations des paramètres élastiques	108
III.3.2. Etalonnage du modèle	110
III.3.3. Critère de plasticité non-linéaire de Mohr-Coulomb	113
III.3.4. Potentiel plastique	118
III.3.5. Résultats de la simulation	123
III.4. Analyse de la localisation des déformations	126
III.4.1. Formulation et équation de base.....	126
III.4.2. Application aux résultats des essais triaxiaux	129
Chapitre IV	132
Analyse de la microstructure des bandes de cisaillement et estimation de la perméabilité ...	132
IV.1. Introduction.....	132
IV.2. Technique de préparation et d'observation.....	133
IV.3. Analyse microscopique	139
IV.3.1. Validation de la méthode d'analyse d'images	139
IV.3.2. Résultats de l'analyse d'image	142
IV.4. Evaluation de la perméabilité locale.....	153
IV.5. Conclusion	160
Chapitre V	162
Comportement des matériaux de failles et couplages thermo-hydro-mécanique	162
V.1. Introduction.....	162
V.2. Comportement thermo-poro-mécanique du noyau argileux (Sulem et al 2004a)....	166
V.2.1. Principaux résultats de l'article	166
V.2.2. Article.....	167
V.2.3. Commentaires et perspectives	180
V.3. Résultats complémentaires sur la zone de brèche.....	181

V.3.1. Programme d'essais	181
V.3.2. Dispositif expérimental	182
V.3.3. Résultats d'essais de compression triaxiale.....	185
Conclusion et perspectives	192
Références bibliographiques.....	195

Introduction générale

Pour l'étude des mécanismes de rupture en milieu rocheux saturé d'un fluide, il est important de s'intéresser au couplage hydromécanique dans le phénomène de localisation des déformations et au rôle des surpressions interstitielles sur l'apparition de modes d'instabilité. Il est également important de comprendre le lien entre les phénomènes observés à l'échelle microscopique (microfissuration, modification de la structure granulaire) et l'évolution des propriétés macroscopiques d'un milieu rocheux (résistance, porosité, perméabilité). Le travail présenté ici, à la fois expérimental et théorique, a pour but d'explorer l'influence de la présence d'un fluide interstitiel sur le comportement des roches granulaires saturées dans la phase pré et post localisation. Cette étude s'inscrit dans la continuité de la thèse d'El Bied (2000) qui avait étudié les mécanismes de localisation et de radoucissement sur des échantillons du grès de Fontainebleau sec.

La présente étude comporte cinq chapitres :

Le premier chapitre présente une brève synthèse bibliographique sur les couplages hydromécaniques dans les roches granulaires saturées ainsi que les différentes méthodes d'estimation de la perméabilité en fonction des paramètres de microstructure des milieux poreux tels que la porosité, la surface spécifique, le facteur de forme et la tortuosité.

Le deuxième chapitre présente le dispositif expérimental mis en œuvre ainsi que les résultats d'essais de compression isotrope et déviatorique en conditions drainées et non-drainées réalisés sur le grès de Fontainebleau. L'acquisition d'une nouvelle cellule triaxiale haute-pression et le développement d'un système de mesure, d'acquisition et de contrôle pour les déformations, les contraintes et la pression interstitielle ont permis de mettre en œuvre un dispositif expérimental performant pour l'étude des couplages hydromécaniques à forte contrainte. Les essais de compression isotrope ont mis en évidence l'influence de la pression de confinement sur les paramètres poro-élastiques de la roche. La détermination analytique et expérimentale du coefficient de Skempton B est discutée en détails. Les essais de compression déviatorique à différentes pressions de confinement, en conditions drainées ou non-drainées, ont mis en évidence l'influence de la pression de confinement et des conditions de drainage sur l'évolution de la pression interstitielle, de l'endommagement et sur le phénomène de localisation.

Dans le troisième chapitre nous avons abordé la modélisation du comportement du grès de Fontainebleau ; le caractère frottant et cohésif des roches granulaires est modélisé dans le cadre de la théorie de l'élastoplasticité. La dépendance en pression des paramètres élastoplastiques du grès de Fontainebleau est prise en compte. La dégradation du matériau sous sollicitation mécanique croissante est mise en évidence, l'évolution de cet endommagement progressif est quantifiée à l'aide d'essais comprenant des cycles de déchargement – recharge. En conséquence un modèle de comportement élastique non – linéaire (dépendance des modules élastiques par rapport aux contraintes) avec endommagement et critère de plasticité non-linéaire (dépendance des paramètres de frottement et de dilatance en fonction des contraintes), est développé. Ce modèle est étalonné sur les données expérimentales puis validé quant à sa capacité à simuler correctement les courbes efforts – déformations expérimentales. L'étude de l'apparition d'un mode de bifurcation localisé dans le grès de Fontainebleau (formation de bandes de cisaillement) est abordée dans la fin de ce chapitre. Les résultats obtenus (inclinaison des bandes de cisaillement) à partir du modèle élastoplastique sont comparés avec les résultats expérimentaux.

Le chapitre quatre est consacré à l'étude de l'évolution de la microstructure des bandes de cisaillement formées dans le grès de Fontainebleau à différentes contraintes de confinement pour différentes conditions de drainage. Ceci est réalisé à partir d'observations au microscopie électronique à balayage (MEB) et d'un logiciel d'analyse d'image. En particulier, les changements de porosité et la structuration des bandes en zones contractantes et/ou dilatantes sont discutés en fonction de la contrainte de confinement. Le rôle des surpressions interstitielles est étudié. Nous présentons également une évaluation quantitative de l'évolution de la perméabilité en fonction des modifications de la microstructure en utilisant un modèle empirique de perméabilité.

Le chapitre cinq est consacré à l'étude de bandes de cisaillement à grande échelle que constituent les failles. Une analogie est observée entre la structuration des bandes de cisaillement dans les roches granulaires obtenues en laboratoire et la structure des zones de faille. Les travaux présentés ici s'inscrivent dans le cadre de notre participation au projet européen DGLAB – CORINTH sur les risques sismiques dans le Golfe de Corinthe. Nous présentons les résultats des essais de caractérisations mécaniques des matériaux rocheux prélevés dans la zone de la faille active d'Aigion à 760 m. Une attention particulière est portée à la présence d'un noyau argileux à l'intérieur de la faille et à l'effet de la température sur le comportement volumique du matériau. On étudie en particulier les conditions pouvant conduire à un comportement contractant lors du chauffage du matériau (effondrement thermique). Un tel effondrement est susceptible d'engendrer une augmentation brutale de la pression interstitielle à l'intérieur de la faille et une instabilité globale sous cisaillement rapide comme c'est le cas lors d'un séisme.

Chapitre I

Etude bibliographique sur le comportement hydromécanique des roches

Dans de nombreux ouvrages réalisés en milieu rocheux, les phénomènes thermique, mécaniques et hydrauliques sont d'une grande importance. Ils doivent être pris en compte séparément ou de façon couplée. Le couplage entre ces phénomènes est activé de différentes manières, suivant les problèmes rencontrés dans chaque étude.

Dans le cadre de cette étude bibliographique, nous allons nous intéresser uniquement au cas d'un couplage hydromécanique. Il traduit l'effet que peuvent engendrer les phénomènes mécaniques sur les paramètres hydrauliques d'un milieu poreux comme la perméabilité, et inversement, le rôle que peut jouer la présence d'un fluide sur le comportement mécanique de ce milieu.

I.1. Définitions et concepts

I.1.1. Description d'un milieu poreux saturé

Un milieu poreux saturé est constitué d'une matrice solide et d'un espace poreux saturé par un fluide. D'un point de vue mécanique et dans une description continue à l'échelle macroscopique, un milieu poreux saturé peut être considéré comme la superposition de deux milieux continus en interaction. Un milieu représentant le fluide interstitiel et un autre représentant le squelette solide (figure I.1.-1).

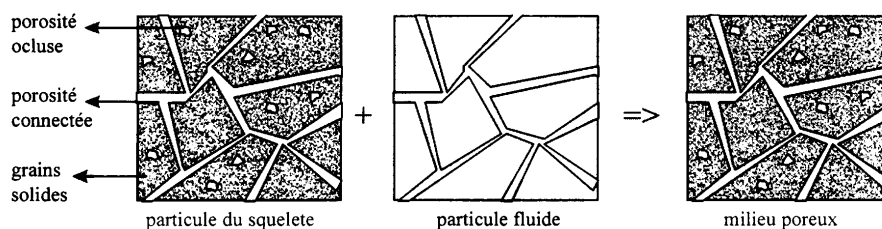


Figure I.1-1 : Milieu poreux considéré comme la superposition de deux milieux continus (Coussy 1991)

La phase poreuse dans un échantillon de roche est constituée de pores et/ou de fissures pré-existantes. Ces pores et ces fissures dans l'échantillon sont d'origine mécanique, thermique ou chimique liés à l'histoire de sa formation et/ou de sa transformation. L'espace poreux est généralement connecté, la présence d'espace poreux occlus non connecté représente généralement une proportion non significative de son volume total. L'espace poreux connecté est l'espace à travers lequel s'effectuent les échanges de fluides entre l'échantillon de roche et l'extérieur. Cet espace est souvent caractérisé par le paramètre de porosité qui représente le rapport du volume de l'espace interstitiel précédemment défini au volume total de l'échantillon. Il a été montré par plusieurs chercheurs que cette porosité peut avoir un effet majeur sur certaines propriétés de la roche telles que la perméabilité (Bourbie et Zinszner 1985), la compressibilité (Walsh et Grosenbaugh 1979 ; Walsh 1993) voire même le mode de rupture (Joanne et al 1990).

La phase solide d'un échantillon de roche peut varier de façon significative d'une roche à une autre par sa composition minéralogique et sa structure. Elle est constituée d'un assemblage de grains, souvent poly-cristallins, dont les contacts sont plus au moins colmatés après sédimentation par formation d'un ciment d'origines diverses. Cette phase solide est caractérisée par une cohésion forte, comparée aux sols, qui est assurée par des inter-pénétrations entre les grains d'origine diagénétique ou par le ciment qui entoure les grains. Cette phase peut être caractérisée par sa composition minéralogique et par ses propriétés élastiques qu'on peut mesurer ou estimer sur la base de constantes élastiques de ses composants (Brace 1965)

Sur le plan théorique, la première formulation générale d'un modèle de comportement pour un matériau poreux saturé a été présentée par Biot (1941), pour une analyse tridimensionnelle de la consolidation.

Rice et Cleary (1975) ont reformulé la théorie de Biot en exprimant la loi de comportement élastique linéaire en fonction d'autres paramètres qui sont bien connus en mécanique des sols et des roches tels que le coefficient de Skempton et le coefficient de Poisson non-drainé. Cette théorie, développée initialement pour un comportement élastique linéaire d'un matériau isotrope, a été généralisée plus tard aux milieux poro-élastiques anisotropes et au comportement visqueux. Plus récemment, Coussy (1991) a établi une théorie générale de la poroélastoplasticité pour des matériaux poreux saturés en introduisant les notions de contraintes effectives plastiques et de porosité plastique.

I.1.2. Notion de contrainte effective

Le rôle du fluide est le plus souvent considéré en utilisant le concept de contrainte effective σ' développé par Karl Terzaghi en 1923 (Terzaghi 1936) dans le contexte de la théorie classique de consolidation uni-dimensionnelle des sols saturés. Cette contrainte effective est définie comme étant la seule variable de contrainte qui gouverne la réponse en contrainte et en déformation d'un matériau poreux, indépendamment de la valeur de la pression interstitielle.

Ce concept s'exprime par la relation suivante :

$$\sigma' = \sigma - u$$

où σ est la contrainte totale et u la pression interstitielle. Cette notion de contrainte effective repose sur les hypothèses suivantes :

- Le milieu est saturé avec un seul fluide
- Les grains constituant la matrice solide et le fluide saturant l'espace poreux sont incompressibles
- L'écoulement du fluide à travers les pores est laminaire et obéit à la loi de Darcy.

L'utilisation de ce concept, dans la détermination de la surface de rupture, a été validée dans le cas de plusieurs roches par Robinson (1959), Handin et al (1963), Mesri et al (1976). Ils ont montré, expérimentalement, dans leur comparaison des surfaces de rupture entre des roches testées à secs et en présence d'un fluide, que cette hypothèse est valide si les roches poreuses sont saturées par un fluide déminéralisé avec un espace poreux suffisamment perméable pour

permettre une circulation libre et une distribution uniforme de la pression interstitielle du fluide de saturation.

Cependant, nombreux sont les auteurs qui ont discuté la validité de cette notion dans la description du comportement des roches (Skempton 1960 ; Garg et Nur 1976 ; Verruijt 1982 ; Lade et De Boer 1997 ; Boutéca et Guéguen 1999). Plusieurs cas où la notion de contrainte effective de Terzaghi n'est plus applicable ont été soulignés. D'après Zimmerman et al (1986) la première raison pour laquelle cette notion peut ne pas s'appliquer dans le cas des roches est celle de l'hypothèse d'incompressibilité des grains de la matrice solide et du fluide interstitiel qui apparaît inadaptée pour décrire correctement le comportement de la plupart des roches.

En effet, des résultats expérimentaux et des études théoriques ont suggéré que cette contrainte effective doit être écrite comme une différence entre la contrainte totale et une fraction de la pression interstitielle :

$$\sigma' = \sigma - \alpha u \quad (\text{I-1})$$

avec un coefficient α constant inférieur ou égale à 1.

Lade et De Boer (1997) ont résumé les différentes expressions du coefficient α trouvées dans la littérature, parmi lesquelles on trouve celle donnée par Biot valable pour le domaine des déformations quasi linéaire dans les roches.

$$\alpha = b = 1 - \frac{K}{K_s} \quad (\text{I-2})$$

où b est le coefficient de Biot, K module de compressibilité de la matrice rocheuse et K_s module de compressibilité des grains solides

Les travaux Garg et Nur (1976), sur des échantillons de roches artificielles et naturelles, ont montré qu'il était nécessaire d'avoir deux lois de contrainte effective :

Une pour décrire la réponse en contrainte-déformation, où ils ont trouvé que la loi de contrainte effective conventionnelle surestime l'effet que peut avoir la pression du fluide sur la réponse en contrainte-déformation

Une autre pour délimiter la surface de rupture du matériau, où ils ont trouvé que la notion de Terzaghi est appropriée.

Un résultat similaire a été trouvé par Gutkiewicz (1998) qui a montré expérimentalement la nécessité d'avoir deux lois de contrainte effective pour caractériser le comportement des roches.

Il s'avère donc nécessaire de clarifier ce concept de contrainte effective dans le cas des roches et d'examiner son domaine d'application dans le cadre de notre étude du comportement hydromécanique du grès de Fontainebleau.

I.2. Influence de la présence d'un fluide interstitiel sur le comportement des roches

L'effet de la présence d'un fluide de saturation sur le comportement des roches a été étudié, dans un premier temps, sur la base d'essais triaxiaux drainés. Les travaux expérimentaux réalisés sur les roches, dans le cas d'un essai drainé où la pression interstitielle et la pression de confinement sont maintenues constantes durant tout l'essai, ont donné des résultats qualitativement cohérents avec ceux déjà connus pour les sols (Robinson 1959, Handin et al 1963, Boozer et al 1963, Lane 1969, Cornet 1977, ...).

Mais la pratique des essais drainés est loin d'être suffisante pour comprendre ce qui peut arriver dans la réalité où la pression du fluide de saturation varie pendant la déformation comme c'est le cas dans un essai non-drainé. Peu de travaux expérimentaux ont été consacrés à l'étude de l'effet que peut avoir la variation de pression interstitielle, en condition d'essai non-drainé, sur le comportement des roches durant la phase de déformation et à la rupture. Dans ce cadre, on peut citer les travaux de Merritt et Aldrich (1969), Mesri et al (1976), Dropek et Johnson (1978) et plus récemment les travaux de Tien et al (1988), Streiger et Leung (1991), Fredrich et al 1995, Fabre et Gustkiewicz (1997), Gustkiewicz (1998), Archambault et al (1999), Boutéca et Guéguen 1999. Ce manque de pratique des essais non-drainés est dû aux nombreuses difficultés rencontrées dans la réalisation de tels essais.

Dans ce paragraphe, nous allons nous intéresser à l'étude de l'aspect particulier du rôle du fluide sur la résistance et la rupture dans les roches, à la réponse de la pression interstitielle en condition d'essai non-drainé et à l'effet que peut avoir la compressibilité de la roche sur l'évolution de cette pression d'un point de vue expérimental et théorique en se basant sur la théorie poro-élastique.

I.2.1. Influence de la présence d'un fluide sur la résistance mécanique et la rupture des roches

Robinson 1959 et Handin et al 1963, à partir d'essais drainés sur une grande variété de roches, ont montré que les importantes propriétés mécaniques, telles que la résistance ultime ou la ductilité, en présence d'un fluide interstitiel sont fonction de la contrainte effective de Terzaghi. Comme nous pouvons le voir dans la figure I.2-1, le module de déformation et le maximum de la contrainte déviatorique sont essentiellement les mêmes pour les essais sollicités à la même contrainte de confinement effectif et augmentent avec celle-ci.

Concernant l'influence que peut avoir la présence d'un fluide sur la résistance des roches, par rapport aux essais sur des roches secs, des travaux conduits, avec l'eau comme fluide de saturation, ont montré que la résistance dans certaines roches est affaiblie par sa présence (Boozer et al 1963 ; Merritt et al 1969 ; Bésuelle 1999 ; Baud et al 2000 ; Masuda 2001). Ils ont expliqué que cette différence est due à l'interaction physico-chimique que peut avoir l'eau sur la matrice rocheuse, dans le cas d'une présence de particules argileuses (Serdange et Bouzer 1961 (cite par Merritt et al 1969)) ou à cause du processus altération des silicates qui affaiblit la cimentation entre les grains. Cette différence a été aussi expliquée par le phénomène de diminution de la surface d'énergie libre, résultant de la forte adsorption de l'eau sur la surface de la roche. Une perte d'énergie qui conduit à une réduction de la résistance à la propagation des fissures entraînant une diminution de la résistance à la rupture de ce matériau.

L'interaction physico – chimique que peut avoir le fluide de saturation sur la matrice rocheuse a été aussi observée dans le cas de fluides de compositions chimiques différentes de celles de l'eau. Boozer et al (1963), ont présenté les résultats d'essais de compression triaxiale réalisés sur plusieurs échantillons de roches saturés avec différents types de fluides (eau, acide oléique). En plus de l'effet prédominant de ces fluides sur la résistance ultime, ils ont observé que dans certains cas le mode de rupture du calcaire d'Indiana passe de ductile, quand l'échantillon est saturé avec un fluide inerte, à fragile quand ce calcaire est saturé avec l'acide oléique. Dans les essais triaxiaux conduits par Sulem et al (1995) et Papamichos et al (2000), sur des échantillons de grès rouges de Wildmoor saturé à l'huile de pétrole et à la saumure KCl, les auteurs ont trouvé que la résistance mécanique de ce matériau n'est pas vraiment affectée par la saturation à l'huile de pétrole, mais ils ont observé que la cohésion et la

résistance du matériau saturé au KCl diminue sensiblement, ce qui est dû à la fragilisation des liens de smectite présente dans la structure du grès de Wildmoor en présence de saumure.

Compte tenu de ces différentes observations, il apparaît nécessaire de bien connaître la composition minéralogique de la roche ainsi que la nature chimique de fluide de saturation afin de tenir compte de l'interaction qui peut se produire entre eux dans l'étude de son comportement mécanique.

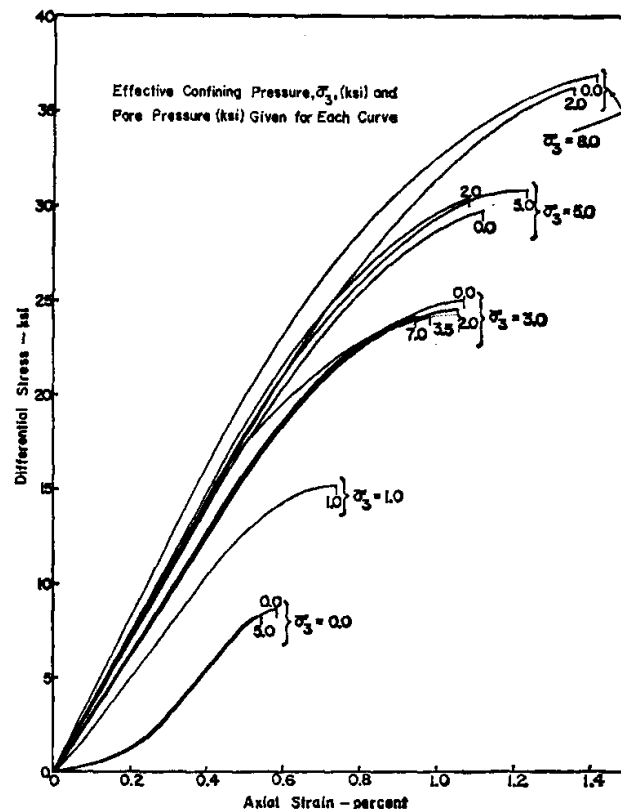


Figure I.2-1 : Courbes contraintes- déformations d'essais drainés à différente pression de confinement et pression interstitielle (d'après Marritt et Aldrich 1969)

I.2.2. Réponse de la pression interstitielle sous chargement mécanique en condition d'essai non-drainé

Contrairement à un essai drainé, la pression interstitielle dans un essai non-drainé n'est pas imposée. Cet essai est conduit avec une pression de confinement σ_3 constante et une valeur initiale de pression interstitielle u_0 qui dépend de l'état de consolidation initial souhaité. Dans l'essai non drainé, l'eau est emprisonnée à l'intérieur de l'espace poreux de l'échantillon où il

est supposé se déplacer librement à l'intérieur de l'échantillon mais pas à l'extérieur. La variation de la pression interstitielle est exprimée comme la différence entre la pression u_i induite à différents paliers de chargement et la pression interstitielle initiale u_0 . La procédure de réalisation des essais non-drainés dans le cas d'échantillons de roche est similaire à celle utilisée en mécanique des sols avec certaines adaptations de l'instrumentation pour une meilleure précision des mesures (voir Chapitre II). La procédure de réalisation de ces essais et les différents développements adaptés, tels que la procédure de saturation des échantillons de faible porosité ou l'utilisation de micro capteur de proximité pour la mesure de la pression interstitielle, afin d'éviter l'imprécision dans sa lecture, ont été présentés dans la littérature par de nombreux auteurs (voir Heck 1965, Dropek et Johnson 1978, Charlez 1991, Streiger et Leung 1991, Fredrich et al 1995).

a) Evolution de la pression interstitielle dans un chemin de contrainte déviatorique

Dans le but d'étudier l'influence que peut avoir l'évolution de la pression interstitielle sur le comportement des roches dans un essai de compression triaxiale, Byerlee et Brace (cité par Lane 1969) ont proposé un nouveau concept de rupture des roches intactes similaire à celui de Bieniawski où ils ont rajouté le facteur de pression interstitielle. La pression interstitielle augmente quand la déformation volumique de la roche est contractante et elle diminue quand celle-ci devient dilatante. Lane (1969) a observé, dans ces essais triaxiaux non drainés avec mesure de la variation de la pression interstitielle (figure I.2-2), que cette pression atteint son maximum quand l'échantillon est comprimé à son maximum et qu'elle devient inférieure à la contre pression initiale, quand celui-ci est dilaté au-delà de son volume initial.

Les travaux de Meritt et Aldrich (1969) sur le grès de Berea, publiés par la suite, ont montré que le pic de résistance est contrôlé par la contrainte de confinement effective à la rupture, et que le maximum de la pression interstitielle est fonction de la contrainte de confinement effective initiale. Ces observations ont été confirmées plus tard par Dropek et al (1978) et Archambault et al (1999).

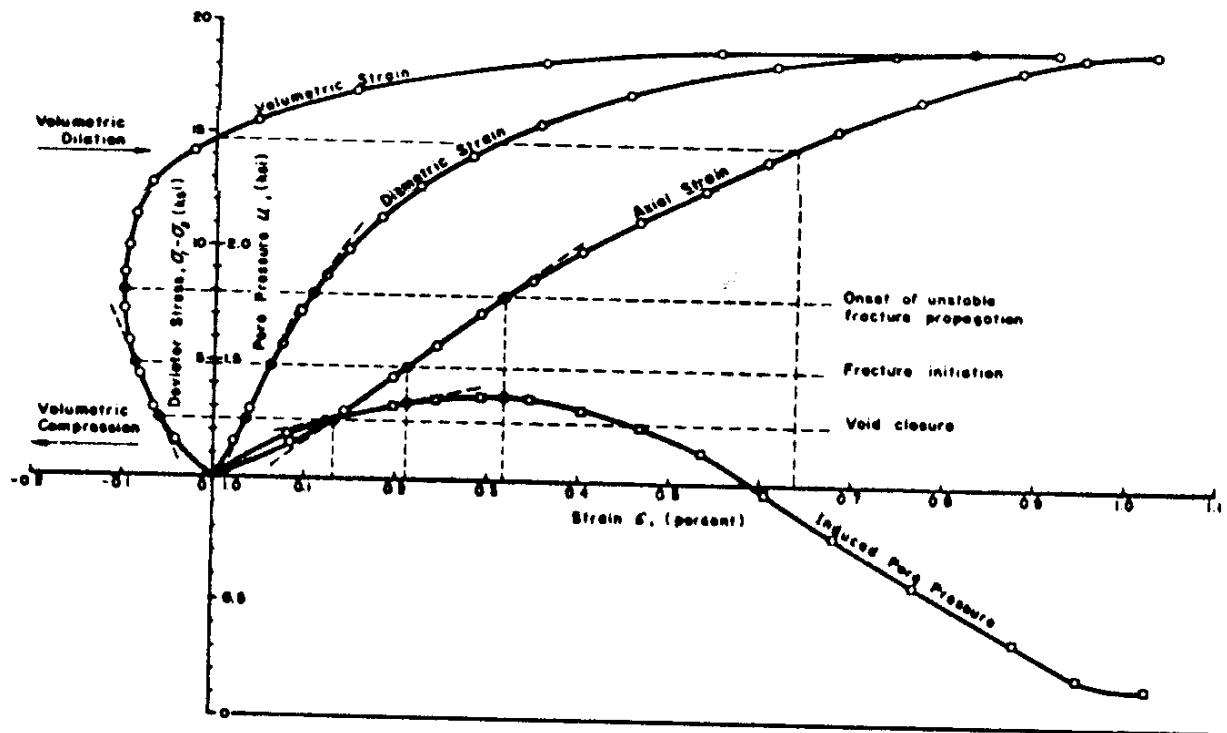


Figure I.2-2 : Réponse contraintes – déformations d'un échantillon testé en condition non drainée (Lane 1969)

Dans la série d'essais de compression triaxiale non-drainés en chargement monotone et cyclique effectués par Tien et al (1988), on peut observer dans le cas d'essais monotones que la variation de la pression interstitielle atteint le même état résiduel dans toutes les courbes ($u_i - \sigma_1$) (figure I.2-3). Cet état résiduel correspond à une valeur de pression négative égale à 0,8 MPa dans tous les essais effectués à différentes pressions de confinement. Ils ont expliqué que cette pression est la somme de la contre pression initiale 0,7 MPa et de la pression atmosphérique égale à 0,1 MPa, et que l'eau a atteint un état de vaporisation à cause de la dilatance qui se produit. Ce phénomène de vaporisation du fluide interstitiel a été déjà observé dans le cas des sables denses testés sous les mêmes conditions d'essai, il est connu sous le nom de phénomène de cavitation (voir Finno 1996; Davis 1997; Mokni et Desrues 1998 et Roger et al 1998).

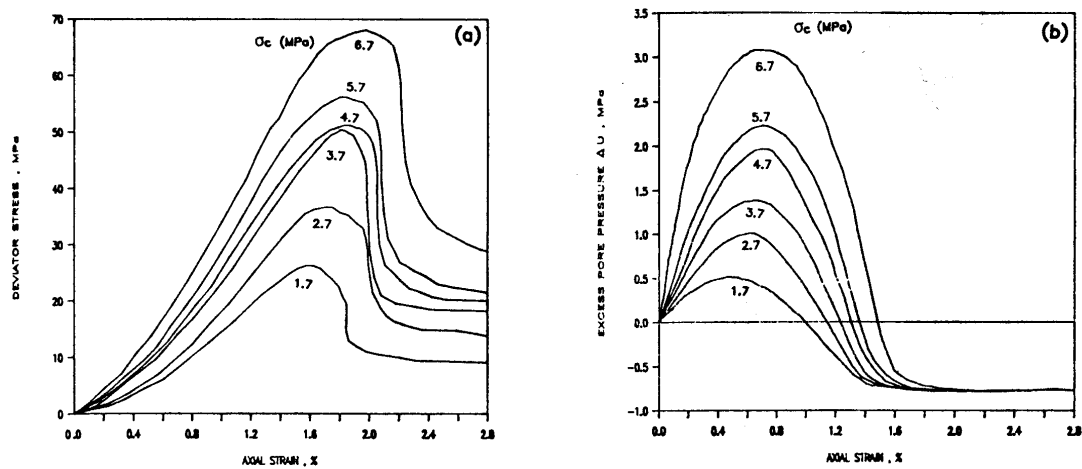


Figure I.2-3 : résultats d'essais triaxiaux non drainés sur un grès – réponse en contrainte- déformation et en surpression interstitielle (Tien et al 1988)

Plus récemment, les travaux de Archambault et al (1999) ont montré l'effet que peut avoir la variation de la pression interstitielle sur le chemin de contrainte dans le cas d'une roche testée en condition non drainée. Ils ont observé une déviation du chemin de contrainte non drainé dans le plan de contrainte (τ , P), par rapport au chemin drainé qui suit une trajectoire linéaire inclinée de 60° par rapport à l'horizontale, à cause de l'augmentation de la pression interstitielle du fait de la contractance. Cette déviation est faible comparée à celle qu'on peut observer dans le cas des sols ou des sables testés dans les mêmes conditions, ce qui peut s'expliquer par la faible compressibilité de la matrice rocheuse comparé à celle des sols. Ils ont observé que cette déviation continue jusqu'à atteindre la dilatance en un point proche de l'enveloppe de rupture de Mohr pour la suivre par la suite jusqu'à atteindre le pic de résistance, et finalement le chemin de contrainte ne tombe progressivement jusqu'à ce qu'il atteigne l'enveloppe du frottement résiduel (figure I.2-4 (a)). Les auteurs notent que les deux dernières phases correspondent à la diminution de la pression interstitielle qui débute par l'initialisation de la dilatance.

Ces résultats leur ont permis de développer un modèle conceptuel d'évolution du chemin de contrainte sur la base de leurs observations. Ils ont représenté schématiquement l'évolution du chemin de contrainte dans un essai non-drainé dans le cas de comportement fragile et ductile, tel que cela est présenté sur la figure I.2-4 (b).

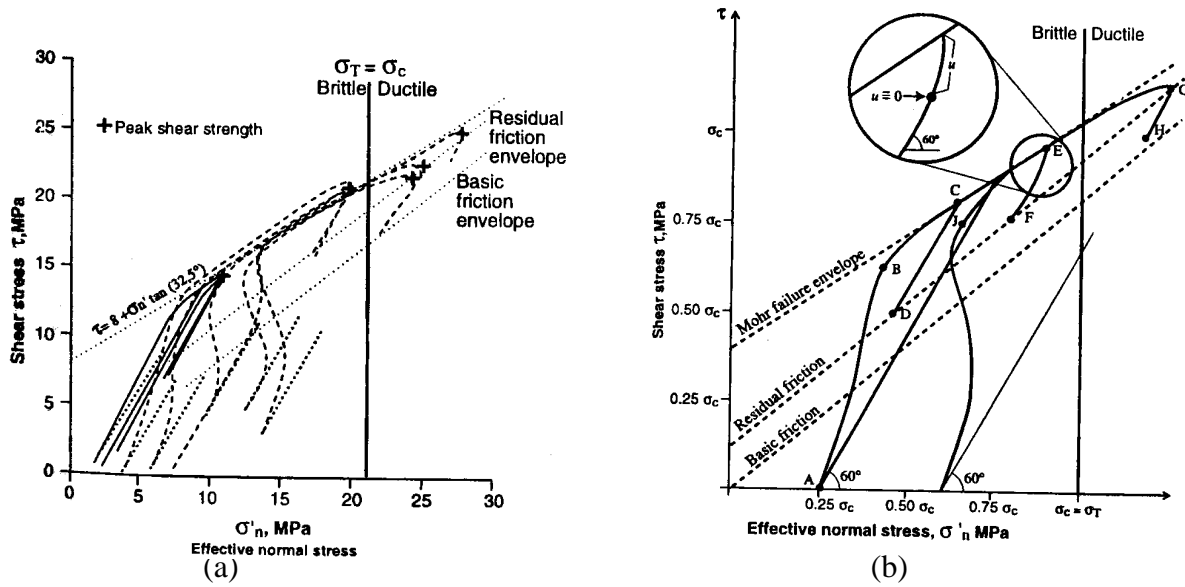


Figure I.2-4 : chemin de contrainte dans le cas d'essais de cisaillement triaxial non drainés

(a) résultats d'essai – (b) modèle conceptuel (Archambault et al 1999)

b) Evolution de la pression interstitielle dans un chemin de contrainte isotrope

Plusieurs auteurs se sont intéressés à la réponse volumique des roches en présence d'un fluide interstitiel suivant un chemin de contrainte hydrostatique (Goodman et Ohnishi 1972, Mesri et al 1976, Zheng 1993, Berge 1993, Fredrich et al 1995, Fabre et Gustkiewicz 1997, Boutéca et Guéguen 1999). Dans des conditions d'essais non-drainés, la réponse de la pression interstitielle est caractérisée par le coefficient B de Skempton (1954) qui définit l'évolution de la pression interstitielle en fonction de la contrainte moyenne hydrostatique appliquée.

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \quad (\text{I-3})$$

Ce coefficient représente un des paramètres de la théorie poroélastique et sa mesure peut être utilisée dans l'estimation des paramètres poroélastiques tel que le coefficient de Biot, ou dans l'étude de certains problèmes géotechniques tels que la prédiction de la subsidence au-dessus des réservoirs en production ou la stabilité des puits. Peu de mesures précises de ce coefficient B, dans le cas des roches, existent dans la littérature à cause de la difficulté expérimentale associée à l'imprécision des mesures de la variation de la pression interstitielle.

En mécanique des sols, la valeur de B est égale à 1 dans le cas d'un échantillon parfaitement saturé. Skempton (1954) dans son étude de ce coefficient a proposé la relation suivante :

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} = \frac{1}{1 + \frac{nC_f}{C}} \quad (\text{I-4})$$

où n est porosité, C_f la compressibilité du fluide de saturation et C la compressibilité de la matrice du sol. En négligeant la compressibilité du fluide par rapport à celle de la matrice du sol dans le cas d'un sol parfaitement saturé, il a déduit que la valeur de B est pratiquement égale à 1. La confirmation expérimentale de ce résultat a été donnée dans le cas de plusieurs argiles et sables saturés.

Dans le cas des roches, Mesri et al (1976) ont trouvé un coefficient B proche de l'unité à faible contrainte de confinement pour le granite de Barre, le marbre de Vermont, le calcaire de Salem et le grès de Berea ; ce coefficient décroît significativement à partir d'une contrainte moyenne effective de 11 MPa pour atteindre des valeurs constantes de l'ordre de 0.3 à 0.6 à forte pression effective de confinement. Un résultat semblable a été aussi trouvé par Dropek et al (1978) dans le cas du grès de Kayenta. Plus récemment, Fredrich et al (1995) ont réalisé des essais sur un grès de porosité comprise entre 20 et 30%. Ils ont utilisé des mesures locales de pression interstitielle au moyen d'un capteur de mesure interne. Les valeurs de B trouvées sont proches de l'unité à une contrainte de confinement effective voisine de zéro et atteignent des valeurs de l'ordre de 0.55 à des contraintes de confinement effectives entre 10 et 50 MPa (figure I.2-5 (a)). Les résultats de la mesure de la déformation volumique, représentés sur la figure I.2-5 (b), expliquent ces faibles valeurs de B . Elles démontrent que la diminution de la valeur de B résulte directement de la diminution de la compressibilité volumique de la roche qui est due à la fermeture des fissures préexistantes et des micro-pores. Cela confirme les résultats précédemment trouvés par Mesri et al (1976) qui ont montré que la valeur de B diminue avec l'augmentation de la contrainte moyenne du fait de la diminution de la compressibilité de la matrice rocheuse.

D'un point vu théorique, le coefficient B peut être déterminé au moyen des coefficients de compressibilité de la roche. Mais notons ici que la compressibilité des grains solides composant ce matériau ne peut être négligé suivant l'hypothèse faite dans la formule proposée par Skempton (eq.I-2). Bishop (1966, 1973) a étendu cette formule en incluant l'influence de ces paramètres dans la détermination du coefficient B

$$\frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} = B = \frac{1}{1 + n(C_f - C_s)/(C - C_s)} \quad (I-5)$$

Suivant cette approche théorique, et avec l'hypothèse d'une compressibilité des grains solides constante et d'un fluide linéairement compressible, Mesri et al (1976) et Fredrich et al (1995) ont trouvé des valeurs de B qui diminuent avec l'augmentation de la contrainte moyenne et qui sont très proches de celles déterminées sur la base de mesures expérimentales.

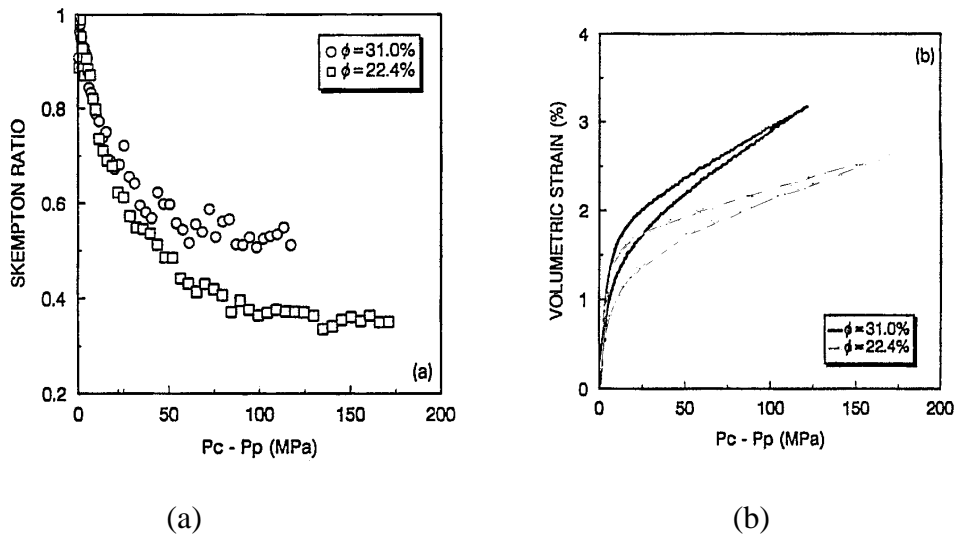


Figure I.2-5 : Résultats d'essais de compression hydrostatique non drainé (Fredrich et al 1995)

(A) Détermination expérimentale des coefficients poroélastiques linéaires isotropes

Le comportement poroélastique linéaire isotrope dans le cas d'un chargement hydrostatique est totalement défini par la connaissance des quatre paramètres B, C, C_s et C_u .

où :

C_u : est le coefficient de compressibilité non drainé ;

$$C_u = \frac{1}{K_u} = -\frac{1}{V} \left(\frac{\Delta V}{\Delta \sigma_3} \right) \quad (I-6)$$

C : est le coefficient de compressibilité drainé ;

$$C = \frac{1}{K} = -\frac{1}{V} \left(\frac{\Delta V}{\Delta \sigma_3} \right)_{u=cst} \quad (I-7)$$

C_s : le coefficient de compressibilité des grains solides, il est mesuré au moyen d'un essai hydrostatique sans membrane sur une roche saturée par un seul fluide, et il est défini comme étant le taux de la déformation volumique de la roche sous la pression de fluide appliquée.

$$C_s = \frac{1}{K_s} = -\frac{1}{V} \left(\frac{\Delta V}{\Delta P_f} \right) \quad (I-8)$$

La mesure expérimentale de ce dernier coefficient est très délicate, elle est souvent prise égal au coefficient de compressibilité de grains composant le matrice rocheuse quand celle-ci est monocristaline.

La connaissance des paramètres B , C et C_u permet de déterminer le module de Biot M et le coefficient de Biot b , souvent utilisé dans la théorie poroélastique, suivant ces deux relations :

$$b = \frac{1}{B} \left(1 - \frac{1/C}{1/C_u} \right) \quad (I-9)$$

$$M = B^2 \left(\frac{(1/C_u)^2}{(1/C_u) - (1/C)} \right) \quad (I-10)$$

(B) Relations reliant le coefficient de Skempton B aux coefficients poroélastiques drainés et non drainés

Plusieurs auteurs ont proposé une expression du coefficient B en fonction des caractéristiques des constituants de la roche (Bishop 1972 ; Dropek et al 1978 ; Detournay 1993 ; Berge et al 1993 ; Fredrich et al 1995 ; Vardoulakis et Sulem 1995). Souvent, on trouve des expressions qui diffèrent d'un auteur à un autre. Cette différence est essentiellement due à l'utilisation de différentes hypothèses simplificatrices sur certains paramètres.

Bishop (1972) a été le premier à avoir proposé une relation reliant la variation de la pression interstitielle au paramètre de compressibilité qui n'est pas limité seulement au cas des sols. Il a inclus dans sa formule l'influence que peut avoir la compressibilité des grains solides et en supposant que :

- L'espace poreux est interconnecté.
- La matière solide formant la matrice est élastique et isotrope.
- Le fluide saturant est linéairement compressible.

- La distribution de l'espace poreux à l'intérieur de la matrice est statistiquement homogène

Cette relation est de la forme :

$$B = \frac{1}{1 + n(C_f - C_s)/(C - C_s)}$$

Une expression plus complète, en fonction des caractéristiques de compressibilité de la roche, a été donnée par Detournay (1993). Dans cette expression l'auteur a tenu compte de l'approche micromécanique de la réponse pore-fluide-solide dans la définition des coefficients de compressibilité

$$B = 1 - \frac{n \left(\frac{C}{C_u} - \frac{C}{C_s''} \right)}{\left(1 - \frac{C}{C_s'} \right) + n \left(\frac{C}{C_f} - \frac{C}{C_s''} \right)} \quad (I-11)$$

Avec C_s' et C_s'' deux coefficients de compressibilité de la matière solide définie à l'échelle micromécanique du matériau.

Une approche similaire à celle-ci a été donnée par Vardoulakis et Sulem (1995). Dans leur définition de l'expression du coefficient B en fonction des paramètres de compressibilité de la roche, ils se sont basés dans leur approche micromécanique sur la définition de la contrainte intergranulaire donnée par Veruijt 1982. Il faut noter aussi que dans leur l'expression les deux auteurs tiennent compte de l'état de saturation de la roche dans la définition du coefficient de compressibilité du fluide de saturation

$$B = \frac{1}{1 + (C_m/C)} \quad (I-12)$$

$$\text{avec } C_m = (1 - n)C_s + nC_f \text{ et } C_f = C_{f0} + (1 + S)/u_f$$

Avec S : degré de saturation et C_{f0} : compressibilité du fluide désaéré

Cette approche micromécanique de la définition des caractéristiques de compressibilité de la matrice rocheuse est intéressante d'un point de vue théorique, mais la détermination expérimentale de ces paramètres n'est pas toujours facile.

De toutes ces approches théoriques, il apparaît évident que des mesures directes et précises des différents coefficients de compressibilité de la roche vont nous permettre une bonne estimation du coefficient B qui caractérise l'évolution de la pression interstitielle. Les rares

estimations de la valeur de B en fonction des caractéristiques de compressibilité, qu'on peut trouver dans la littérature (Mesri et al 1976 ; Berge et al 1993 ; Fredrich et al 1995), ont montré un bon accord avec les valeurs expérimentales de mesures de pression interstitielle. Il est à noter aussi que la dépendance du coefficient B avec les paramètres de compressibilité nous renseigne sur l'impact qu'a la microstructure de la roche sur la valeur de B.

I.3. Perméabilité des roches granulaires

Les roches sédimentaires, constituées par des assemblages d'éléments plus au moins cimentés entre eux, sont souvent le lieu de transferts de fluides, par exemple lors de la récupération du pétrole ou le stockage du gaz en nappes aquifères.

Dans l'ingénierie pétrolière, la perméabilité des roches réservoir est probablement le paramètre le plus critique dans l'estimation de la productivité. Généralement, ce paramètre est déterminé par des essais de laboratoire. Cependant, ce type d'essai n'est applicable que dans le cas d'un matériau sain, dans le cas d'un matériau endommagé l'estimation indirecte de la perméabilité devient absolument essentielle. Cette estimation reste toujours une tâche difficile pour l'ingénieur, du fait que le coefficient de perméabilité peut être affecté par plusieurs facteurs dont certains sont liés à la microstructure de l'espace poreux et leur détermination en pratique est plutôt difficile.

Parmi ces facteurs on peut citer :

- la porosité du matériau
- la dimension et la distribution des particules
- la forme et l'orientation des particules
- le degré de saturation (présence d'air ou d'un autre fluide)

Dans ce contexte, de nombreux chercheurs ont tenté de définir des relations, souvent empiriques, pour la prédiction de la perméabilité à partir des différentes caractéristiques d'un milieu poreux (porosité, facteur de forme, surface spécifique).

I.3.1. Détermination expérimentale de la perméabilité

Le principe de mesure de perméabilité en laboratoire repose sur la loi de Darcy (1856). Il a été établi expérimentalement, pour un écoulement unidimensionnel dans un sable homogène et

isotrope, que la vitesse de percolation de l'eau V est proportionnelle au gradient hydraulique

$$i = \frac{\Delta h}{\Delta l} \quad (\text{I-13})$$

$$V = k i \quad (\text{I-14})$$

k est la conductivité hydraulique du sol saturé. Elle a la dimension d'une vitesse et s'exprime donc en m/s.

Cette loi qui a été établie initialement pour un écoulement d'eau dans un sable saturé, a été généralisée aux écoulements dans d'autres types de milieux poreux et avec différents type de fluides (pétrole, gaz, air,...), seuls ou en mélange.

La conductivité hydraulique k n'est pas une caractéristique intrinsèque du sol. Elle dépend des propriétés du milieu poreux ainsi que de la nature du fluide de saturation. Elle s'exprime par l'équation suivante :

$$k = \frac{\gamma_w K}{\mu} \quad (\text{I-15})$$

où μ est la viscosité dynamique du fluide, γ_w son poids volumique et K la perméabilité intrinsèque. Cette perméabilité intrinsèque a la dimension d'une surface et on la trouve souvent exprimée en Darcy ($1\text{Darcy} = 0.987 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2$)

En laboratoire, la perméabilité est souvent mesurée sur un échantillon cylindrique de section S et de hauteur l , le long duquel s'écoule un fluide sous l'effet d'un gradient de pression hydraulique (cas d'écoulement unidimensionnel). Dans l'hypothèse d'homogénéité de la vitesse de circulation du fluide à travers la section de l'échantillon et en tenant compte de la relation entre la vitesse et le débit $Q = V.S$, la conductivité hydraulique k s'écrit :

$$k = \frac{Q.l}{\Delta h.S} \quad (\text{I-16})$$

où Q est le débit traversant la section S de l'échantillon et Δh désigne le gradient de la charge hydraulique entre deux sections espacée de la distance l . La mesure de la perméabilité en laboratoire consiste donc à provoquer une percolation sous l'effet d'une charge hydraulique exercée sur une des sections de l'échantillon, et de mesurer ensuite le débit d'écoulement.

I.3.2. Méthode d'estimation de la perméabilité

De nombreux efforts ont été consacrés à la recherche de relations entre perméabilité et paramètres représentatifs des milieux poreux tels que la porosité, la surface spécifique, le facteur forme et la tortuosité. Parmi les approximations les plus connues et le plus utilisées, on trouve celle donnée par Hazen (1911), plus adaptée pour les sables.

$$k = Cd_{10}^2 \quad (I-17)$$

Dans laquelle d_{10} représente la dimension de particule des passants à 10% dans la courbe granulométrique et C est un coefficient qui varie entre 0.004 et 0.012 avec une moyenne proche de 0.01. Cette approche constitue une bonne approximation dans le cas des sables propres de dimension efficace d_{10} comprise entre 0.1 et 3 mm. Cette forme simple d'approche de perméabilité a été utilisée par Papamichos et al (1993) pour l'estimation de la réduction de la perméabilité dans les zones d'endommagement autour des parois des forages dans les roches granulaires. Ils ont montré que la réduction de la taille des grains, due à l'écrasement, cause une réduction importante de la perméabilité dans les roches. Ils expliquent que cette réduction de perméabilité dans la zone d'endommagement est essentiellement due à l'augmentation de la surface spécifique des pores, ce qui rejoint les résultats observés par Zoback et Byerlee (1976) dans le cas d'une étude expérimentale sur le sable d'Ottawa sollicité à forte pression.

Il faut noter qu'une augmentation de la surface spécifique par la diminution de la taille des grains, n'entraîne pas forcément une diminution de la porosité. Car celle-ci doit être aussi reliée à la tortuosité et au facteur de forme de l'espace poreux. Pour cela, plusieurs modèles ont été proposés reliant la perméabilité aux propriétés géométriques du milieu poreux. Une de ces approches est celle de Kozeny (1927), modifiée par Carman en 1956. Elle est largement utilisée dans l'industrie pétrolière pour l'estimation de la productivité (Ioannidis et al 1996 ; Salem et Chlingarian 1999 ; Cerepi et al 2002). Elle a la forme :

$$k_{\text{Kozeny-Carman}} = \frac{1}{K_0 K_t} \frac{n^3}{(1-n)^2 S_p^2} \quad (I-18)$$

et comporte quatre paramètres :

- n porosité,
- S_p surface spécifique par unité de volume des pores,

- K_0 coefficient de forme qui tient compte de la forme des pores,
- K_t coefficient de tortuosité qui est égale au rapport de la longueur effective traversée par le fluide sur la longueur de l'échantillon.

Son application s'appuie sur plusieurs hypothèses : on ne prend en compte que la porosité connectée, la distribution spatiale des pores doit être aléatoire, la distribution des tailles des pores doit être uniforme et l'analogie avec un écoulement dans des tubes capillaires doit être valide (David 1991, cité par Larive 2002). Notons que la description des paramètres microstructuraux, ainsi que la porosité et la surface spécifique, peuvent être obtenus à partir de l'analyse d'images sur lames minces.

Dans les travaux récents de Cerepi et al (2002), une version multilinéarisée du modèle de Kozeny- Carman est proposée, où les différents coefficients ont été reliés comme suit :

$$\log k = a \log C_{Carman-Kozeny} + b \log n + c \log S_s + d \log(1 - n) \quad (I-19)$$

Ils ont montré, en comparant les valeurs de perméabilité mesurées aux valeurs calculées, que l'utilisation de cette nouvelle version, une fois calibrés les différents coefficients sur des résultats expérimentaux, donne une meilleure approximation de la perméabilité.

Walsh et Brace (1984) ont proposé un autre modèle qui consiste en une simple représentation de la complexité de la phase poreuse de la roche par une seule conduite équivalente. Les expressions dérivées de l'équation de perméabilité du fluide et de l'expression du facteur de formation F ont été combinées pour donner l'expression suivante de la perméabilité suivante :

$$k = \left(\frac{n}{S_v} \right)^2 \frac{1}{Fb} \quad (I-20)$$

où S_v est la surface spécifique des pores par rapport au volume de l'échantillon, et b un facteur de forme qui est égale à 2 pour des tubes circulaire et 3 pour des fissures. Le facteur de formation F est donné par la relation :

$$F = \frac{\tau^2}{n} = \frac{\rho}{\rho_f} \quad (I-21)$$

où τ^2 est la tortuosité, ρ et ρ_f sont respectivement la résistivité de la roche et du fluide de saturation.

Fredrich et al (1993) ont comparé, les résultats des perméabilités de quatre échantillons de grès de Fontainebleau de porosités différentes, déterminées suivant l'approche de Walsh et Brace, aux résultats trouvés expérimentalement. Ils ont trouvé que la perméabilité pour trois échantillons de porosité supérieure à 10%, est du même ordre que celle donnée par le modèle Walsh et Brace ; et elle concorde moins pour l'échantillon de 4% de porosité. Ils expliquent que ce résultat est dû à une différence fondamentale dans la géométrie de l'espace poreux observée à faible porosité.

On trouve aussi des approches plus simples où les auteurs ont cherché des corrélations entre la perméabilité et des paramètres expérimentalement mesurables. Bourbie et Zinszner (1985) ont corrélié, sur la base de résultats expérimentaux d'un nombre considérable d'échantillons de grès de Fontainebleau, la perméabilité à la porosité par deux lois puissance. Ils ont trouvé un changement d'exposant de 3.05 à 7.33 quand la porosité est inférieure à 9%, ce résultat peut aussi s'expliquer par la différence qui peut exister entre la géométrie de l'espace poreux à faible et à forte porosité. David et al (2001) ont présenté deux approches d'évolution de la perméabilité avec la pression effective ou la porosité dans le cas d'un chargement hydrostatique de la forme:

$$\begin{aligned} k &= k_0 \exp(-\gamma p_{\text{eff}}) \\ k &= k_0 (n/n_0)^\alpha \end{aligned} \quad (\text{I-22})$$

où γ est un paramètre de sensibilité à la pression qui varie entre 0.023MPa^{-1} pour une grande variété de matériaux granulaires incluant les grès de forte porosité, des sables sur-consolidés et des matériaux de failles. Cependant, de plus fortes valeurs de ce paramètre, entre 0.023 et 0.11MPa^{-1} , sont trouvées dans le cas de roches de faible porosité tel que les roches cristallines, grès fins et roches fracturées. Le deuxième paramètre α est un paramètre de sensibilité à la porosité, il varie entre 1 et 25 et les fortes valeurs correspondent généralement à des roches de forte porosité.

La perméabilité a été également estimée par des analyses statistiques de la microstructure de l'espace poreux (Ioannidis et al 1996; Liang et al 2000; Bekri et al 2000). Ioannidis et al (1996) ont estimé la perméabilité en la reliant aux propriétés statistiques d'images segmentées d'un matériau poreux, ces propriétés sont la porosité et l'intégrale de la fonction d'autocorrélation. L'intégrale de la fonction d'autocorrélation représente une échelle de longueur caractéristique de la distribution spatiale de la porosité, elle a la forme:

$$I_s = \int_0^{\infty} R_z(u) du \quad \text{avec} \quad R_z(u) \quad \text{est la fonction d'autocorrélation} \quad (\text{I-23})$$

Les paramètres de cette approche statistique, la porosité n et la fonction d'autocorrélation $R_z(u)$, sont définis comme les moyennes statistiques de la fonction de phase $Z(\vec{r})$ suivantes:

$$n = \overline{Z(\vec{r})}$$

$$R_z(\vec{u}) = \frac{[\overline{Z(\vec{r}) - n}] \cdot [\overline{Z(\vec{r} + \vec{u}) - n}]}{[n - n^2]} \quad (\text{I-24})$$

la fonction de phase prend la valeur zéro ou selon que le point \vec{r} correspond à un solide ou à un vide ; la fonction d'autocorrélation est unidimensionnelle et peut être aussi définie le long de chacune des trois directions orthogonales. Dans le cas d'un espace poreux anisotrope, cette fonction dépend de la direction du vecteur \vec{u} . Ioannidis et al (1996) ont utilisé une expression analytique de la fonction d'autocorrélation de la forme:

$$R_z(u) = \exp \left[- \left(\frac{u}{\lambda} \right)^n \right] \quad (\text{I-25})$$

Les paramètres de cette équation sont obtenus en étalonnant le modèle par rapport aux résultats mesurés en utilisant une technique de régression non-linéaire. Ces paramètres ont été utilisés, par la suite, pour corréler les valeurs de perméabilité mesurées expérimentalement suivant l'équation:

$$\log_e(k) = a + b \log_e(n) + c \log_e(I_s) \quad (\text{I-26})$$

Cette équation a été utilisée avec succès pour prédire la perméabilité de 41 grès étudiés précédemment par Coskun et Wardlaw (1993) (cité par Ioannidis et al 1996).

D'après Ioannidis et al, l'avantage que représente cette méthode est l'insensibilité de la fonction d'autocorrélation à la résolution d'image contrairement à ce qui est observé dans l'estimation de la surface spécifique sur la base d'analyse d'image, qui conduit une incertitude dans l'estimation de la perméabilité suivant la méthode de Kozeny-Carman. Cette méthode d'analyse statistique de la microstructure des pores en 2-D a été par la suite utilisée avec succès dans la reconstitution stochastique en 3-D de l'espace poreux des roches (voir Liang et al 2000; Bekri et al 2000).

Chapitre II

Étude expérimentale du comportement hydromécanique du grès de Fontainebleau

II.1. Technique expérimentale et procédure d'essai

II.1.1. Introduction

L'essai de compression triaxiale axisymétrique est un essai classique en mécanique des roches. Il est utilisé depuis plusieurs années par les chercheurs et praticiens dans le but de comprendre le comportement des roches, de valider et d'étalonner les modèles de comportement de ces matériaux. C'est un essai qui se pratique sur éprouvette cylindrique. Il consiste à étudier le comportement de la roche sous une pression de confinement σ_3 et une contrainte axiale σ_1 . Il est donc caractérisé par ces deux paramètres de chargement (σ_1 et σ_3) qui permettent de décrire l'ensemble des chemins triaxiaux possible dans le plan (σ_1, σ_3).

Cet essai peut être effectué sur des échantillons secs comme sur des échantillons saturés par un fluide interstitiel. Les échantillons saturés sont sollicités soit en condition drainée, pour laquelle la pression interstitielle est nulle ou ne varie pas pendant le chargement, ou en condition non – drainée, pour laquelle les échanges de fluides avec l'extérieur sont nuls.

Les techniques de conception et d'utilisation des appareils triaxiaux ont beaucoup évolué ces dernières années (Heck 1970, Heck 1972, Charlez 1991, Gourri 1991, Wu et al 1997). Actuellement, on trouve des cellules triaxiales auto-compensées autonomes ou sous presse, avec une instrumentation de mesure des déformations et d'autres paramètres internes très performant. Des systèmes de pompes hydrauliques pour le confinement et le drainage, pouvant atteindre des pressions de l'ordre de 300 à 500 MPa, sont utilisés avec ces cellules triaxiales, elles sont opérationnelles à des températures allant jusqu'à 500°C à l'intérieur de la cellule.

De plus, plusieurs techniques de pilotage pour le contrôle de la rupture des roches ont été développées (Rummel et Fairhurst 1970, Hudson et al 1972, Sano et al 1982, Okubo et Nishimatsu 1985).

II.1.2. Principe de l'essai triaxial

Dans ce paragraphe, nous donnons une description détaillée de la cellule triaxiale, des systèmes de chargement, et des dispositifs de mesures et d'acquisitions utilisés dans ce travail. Les techniques d'étalonnage sont également décrites ainsi que la méthode de pilotage utilisée pour le contrôle de la rupture de l'échantillon dans la phase post pic.

II.1.3. Dispositifs expérimentaux utilisés

II.1.3.1. Description de la cellule triaxiale haute pression

La cellule que nous avons utilisée est une cellule triaxiale hautes pressions de la société GEODESIGN¹, utilisable sous presse avec un système hydraulique de chambre d'auto-compensation, c'est à dire que la chambre de confinement communique avec la chambre d'auto-compensation à travers un conduit présent au centre du piston.

La figure (II.1-1) présente le plan de principe de la cellule triaxiale. Elle est composée de trois parties, la base inférieure de la cellule, la chambre de confinement, et un chapeau supérieur contenant la chambre d'auto-compensation et le piston du chargement axial. Ces trois parties sont reliées entre elles par huit tirants.

¹ Geodesign est la société qui a conçu et réalisé cette cellule triaxiale et l'ensemble du système de mise en pression de confinement.

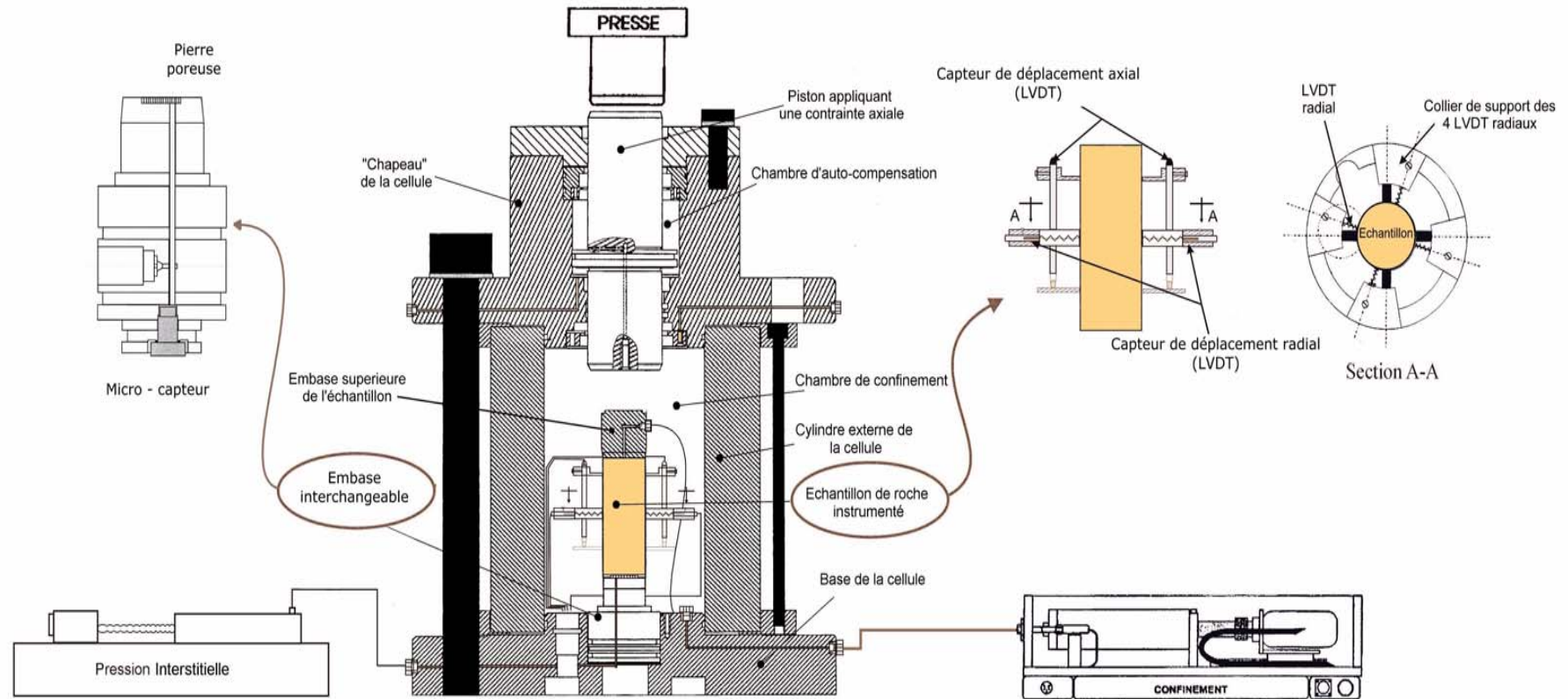


Figure II.1-1 dispositif de la cellule triaxial

La chambre de confinement, d'un diamètre interne de 140mm, est prévue pour recevoir une paire de colliers de mesure de déformations de l'échantillon contenant des capteurs de déplacement du type LVDT. Elle est dimensionnée pour des pressions de confinement maximales de 70 MPa. Cette chambre repose sur un socle avec une étanchéité garantie par un joint torique.

Sur le socle de la cellule est insérée l'embase inférieure de l'échantillon. L'embase supérieure est reliée à la base de la cellule par un tuyau semi-souple. Ces deux embases ont une forme conique avec un diamètre de 40 mm de la face qui est en contact avec l'échantillon. Les surfaces des deux embases ont été rectifiées et les angles au bord sont cassés. Ces deux embases permettent également la circulation du fluide entre l'extérieur de la cellule et l'intérieur de l'échantillon. Un micro-capteur de pression est inséré à l'intérieur de l'embase inférieure, à proximité de l'échantillon, afin de permettre une lecture fiable de la pression interstitielle (le volume mort entre le capteur et l'échantillon est négligeable). Les deux embases ont été usinées pour recevoir deux pierres poreuses en inox de 15 mm. La taille et le nombre de trous dans ces pierres poreuses sont choisis de façon à minimiser le volume du vide existant entre le capteur et l'échantillon.

Le socle de la cellule comprend plusieurs canalisations hydrauliques pour la circulation du fluide de confinement et du fluide interstitiel en pied et en tête de l'échantillon. Elle contient aussi trois passages étanches de 12 fils électriques pour la sortie des signaux de l'instrumentation des mesures internes à la cellule

De plus, la cellule est conçue pour supporter une température allant jusqu'à 120°C. Par mesure de sécurité un « éclateur » de pression est montée sur une voie de sortie de la base de cellule. Il est prévu pour se déclencher pour toute pression dépassant 60 MPa.

II.1.3.2. Générateurs de pression

Système TITAN pour la pression de confinement :

Le système *TITAN*² est une pompe hydraulique mono-corps, qui permet d'effectuer de façon précise le contrôle et la mesure de la variation de volume du fluide, et de l'asservir à partir de la pression interne de la pompe ou de tout d'autre capteur externe. La figure (II.1-2-a) présente les principaux composants de ce générateur.

² Appellation du constructeur GEODESIGN

Le système *TITAN* fonctionne sur le principe d'un vérin à simple effet (ou seringue), composé d'un moto-réducteur avec capteur de position angulaire intégré, ce qui remplace le moteur pas à pas qu'on trouve dans le système *GDS*³. Le déplacement du cylindre autour du piston qui reste fixe est assuré par une vis à billes.

Le générateur possède deux capteurs de proximité pour signaler les deux fins de course du piston. Un capteur de pression de 60 MPa est placé en parallèle sur la sortie hydraulique du *TITAN* où on trouve aussi un « éclateur » de pression placé pour le cas d'un dysfonctionnement du système d'arrêt électronique. Les principales caractéristiques du *TITAN* sont données dans le tableau (II.1-1).

Le pilotage du *TITAN* est réalisé par le biais d'un régulateur électronique. Le régulateur travaille à partir de signaux analogiques, provenant de capteurs de mesure internes ou externes. On trouve sur sa face avant les différents voyants, afficheurs numériques et interrupteurs qui permettent à l'utilisateur de contrôler complètement le système et de connaître son état (figure II.1-2-b).

Le pilotage local du *TITAN* est programmé à travers le panneau de contrôle du régulateur (face avant) ; il nous permet de réguler une pression, un déplacement ou un volume suivant une consigne constante ou une rampe constante au cours du temps.

Le régulateur gère la différence entre consigne programmée et la mesure du capteur, à l'aide d'un processeur en utilisant la technique du PID (Proportionnel, Intégral, Différentiel).

GDS pour la mise en pression du fluide interstitiel :

Pour le circuit du drainage interne et de la mise en pression du fluide interstitiel, nous avons utilisé une source de pression type *GDS*. C'est un contrôleur conçu pour être une source de pression constante et un appareil de mesure des variations de volume et de pression, semblable au *TITAN*, destiné à remplacer les moyens conventionnels d'un laboratoire de géotechnique (colonne de mercure, air comprimé...). Il est composé d'une vis à billes assurant le déplacement du piston à l'intérieur du cylindre via un dispositif de guidage. L'ensemble est asservi par un moteur pas à pas en boucle fermée en consigne imposée ou en rampe de variation linéaire. Contrairement au *TITAN*, le régulateur est

³ Autre système de générateur de pression

intégré dans le GDS et il est commandé par des touches digitales sur la face haute du système. Les principales caractéristiques de ce système sont aussi données dans le tableau (II.1-1).

Générateurs de pression	Fluide	Pression max	volume	Vitesse max	résolution
TITAN (confinement)	Huile	60 MPa	250 cm ³	0.91 cm ³ /s	0.1 mm ³
GDS (drainage)	Eau	2 MPa	200 cm ³	-	1 mm ³

Tableau. II.1-1 – *Caractéristiques des générateurs de pression*

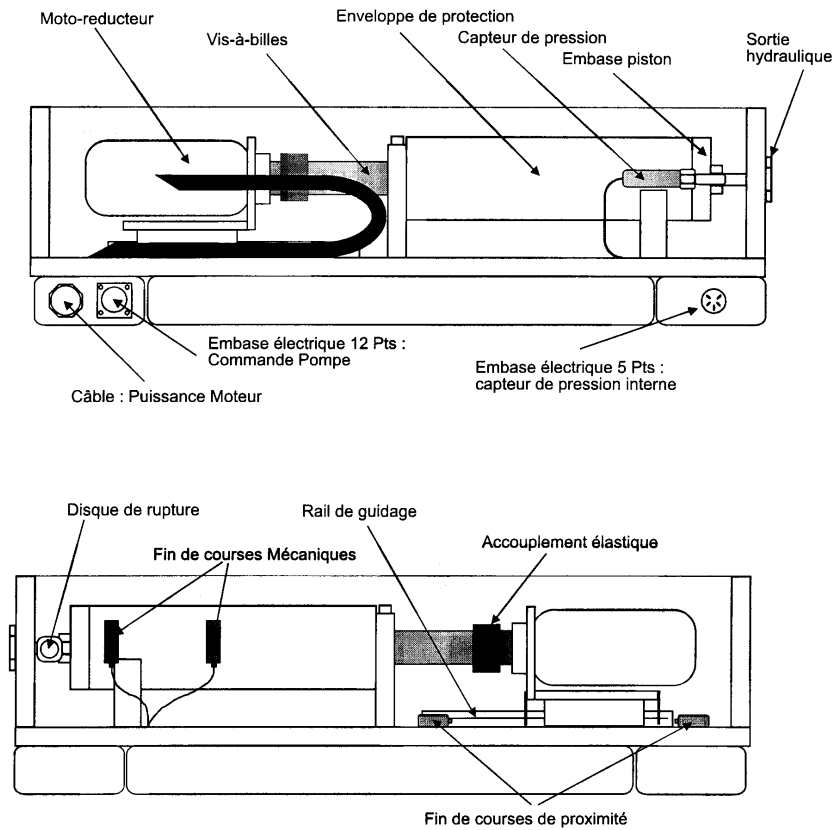


Figure 1.1-2a : Schéma de principe d'un générateur de pression type IIIAN

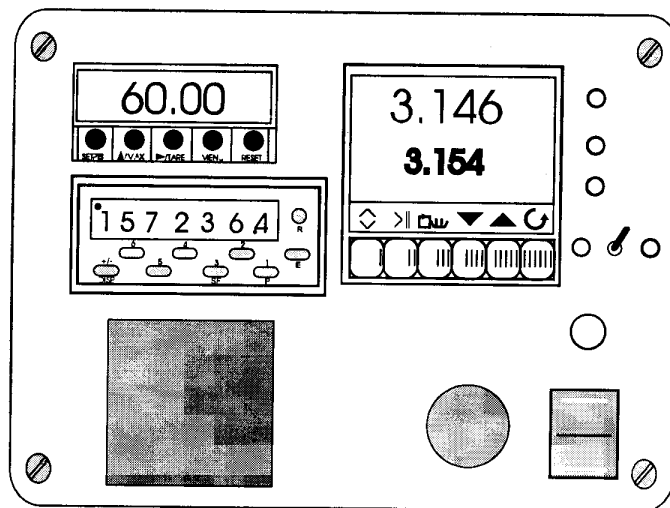


Figure II.1-2b : Panneau de contrôle d'un TITAN

II.1.3.3. Système de chargement axial

Le système de chargement axial a été réalisé avec l'aide du personnel technique de la section « ouvrages d'art et durabilité » du LCPC. Il consiste en une presse asservie d'une capacité de 1000 KN. Cette presse est constituée d'une traverse supérieure liée une traverse inférieure par quatre colonnes (voir figure II.1-3). Le vérin est fixé, tête en bas, sur la traverse supérieure.

Cette presse est asservie par un signal de consigne représentant la force, le déplacement du vérin ou une autre grandeur externe. Cet asservissement consiste à maintenir nul, la différence ε entre un signal de consigne C issu d'un générateur de consigne GC et un signal de retour SR provenant des informations délivrées par un capteur. Cette différence est réalisée par un ampli différentiel AD (voir figure II.1-4).

En ce qui concerne cette presse, le signal de retour est proportionnel soit à l'effort mesuré par un capteur d'effort CE , soit au déplacement du vérin mesuré par un capteur de déplacement CD , soit à une grandeur physique externe mesurée par un capteur Ex .

Dans le cas d'un ε non nul, celui ci est traité par un module PID^4 et un amplificateur de courant AC dont la sortie actionne une servo-valve SV qui commande une arrivée d'huile dans le vérin V de la presse (l'huile est maintenue en amont de la servo valve à pression de 28 MPa), de telle sorte que le piston Pi se déplace dans une direction qui va tendre à diminuer ε .

L'ensemble de l'équipement se compose :

- de la presse,
- d'un groupe hydraulique (165 l/mn),
- de quatre servo-valves d'une capacité en débit de 65 l/min, montées sur le vérin,
- d'un logiciel de commande (ECS = Electronic Control System).

La presse est équipée d'un vérin à double effet de 1000KN en compression, -500KN en traction et une course de ± 75 mm. Le vérin utilisé est un vérin à joint hydraulique, ce qui diminue les frottements et augmente la rapidité de sa réponse.

⁴ PID est un système électronique qui permet d'amplifier ε (action proportionnelle) et de corriger la vitesse de variation de ce signal grâce à des actions intégrales et dérivées.



Figure II.1-3 : Dispositif de chargement axial (LCPC – Division FDOA)

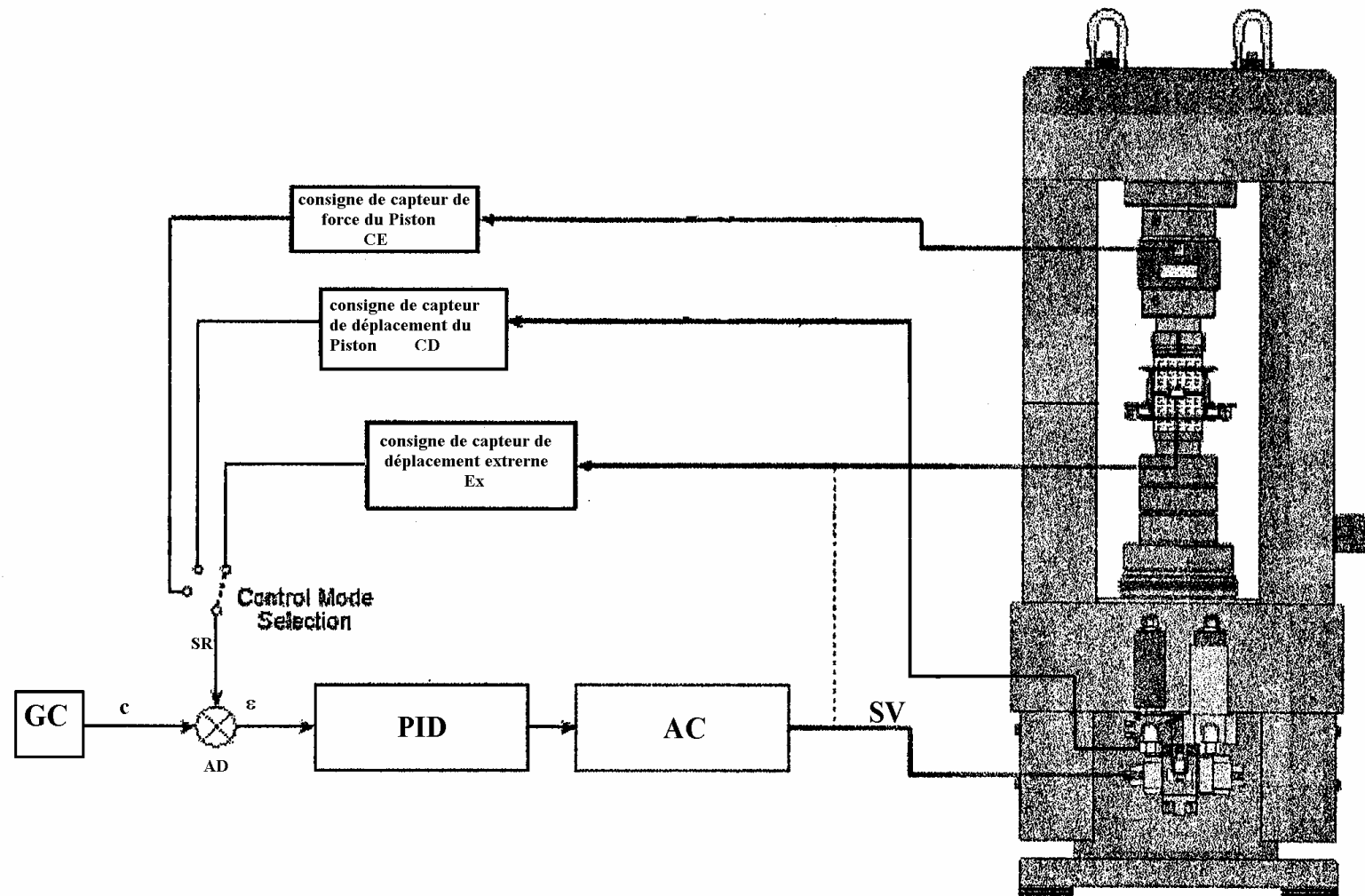


Figure II.1-4 : Principe de pilotage du système de chargement axial

II.1.3.4. Système d'acquisition des mesures

La chaîne d'acquisition utilisée est de type *Schulumberger*, comportant un logiciel d'acquisition type *RTM 3500* avec deux boîtiers de mesures isolées type *IMP*⁵. Le premier boîtier et de la gamme *IMP 35951B*, comporte dix voies de commutation permettant de mesurer la tension, la résistance, la température et les grandeurs de sortie des jauges de contrainte. Les jauges de contraintes acceptent les configurations suivantes : pont intégral, demi-pont, quart de pont et configuration à trois fils, avec alimentation intégrée double courant. En tension, ce boîtier comporte trois gammes de mesure nominales : 20mV, 200mV, 2V, en plus de la gamme automatique, et en résistance, nous disposons de trois gammes de mesure nominales : 25 Ω , 250 Ω , 2.5 k Ω , en plus de la gamme automatique. Le deuxième boîtier est un *IMP* de la gamme *911095* comportant vingt voies pour le conditionnement des LVDT avec une gamme de sensibilité entre 25 et 750 mV/V.

II.1.3.5. Instrumentation interne pour la mesure des déformations axiales et radiales

Intérêt de cette instrumentation :

L'importance d'avoir une instrumentation interne pour la mesure des déformations axiales ou radiales dans un essai triaxial conventionnel, a été récemment ressentie dans les différents travaux des laboratoires de recherche de géotechnique. Le plus souvent, l'objectif d'un essai de compression triaxiale est l'obtention du pic de résistance et la caractérisation de la déformation de l'échantillon. Cependant, l'ordre de grandeur des déformations dans les roches, sous des conditions de chargement triaxial, est le plus souvent inférieur à 0.1% (Fumio et al 1994 ; Saturu et al 1994 ; Gomes Correia et al 2001); d'où l'intérêt d'avoir une instrumentation de précision pour la caractérisation du comportement de ce type de matériaux.

Dans le cas de notre étude, l'avantage d'avoir un dispositif de mesures de déformations internes à la cellule par rapport aux mesures externes, est de pouvoir déterminer avec précision les caractéristiques élastiques et l'état de déformation de la roche pour la modélisation du comportement de ce type de matériaux. Selon Jardine et al 1986,

Tatsuoka 1988, Lo Presti 1994, Bésuelle 1999, les différentes sources d'erreur dans l'utilisation des techniques de mesures externes de déformation sont dues essentiellement à :

- la déformation de la cellule,
- l'erreur d'alignement entre le piston de chargement et l'échantillon conduisant à la non uniformité du champ de déformation,
- les irrégularités d'interface entre échantillon et embase,
- le basculement éventuel de l'échantillon au fur et à mesure du chargement.

L'autre intérêt de cette instrumentation dans le cas de cette étude, en plus de la précision des mesures des champs des déformations, est la détection d'une éventuelle perte d'homogénéité correspondant à l'initiation de la localisation par la comparaison des déformations mesurées suivant différentes directions.

Différentes techniques existantes

Plusieurs méthodes de mesures des déformations internes et globales ont été développées ces vingt dernières années. Ces méthodes diffèrent par les types de capteurs utilisés. Parmi les différents types de capteurs présentés dans la littérature on trouve :

- des capteurs inductifs de déplacement linéaire de type LVDT (Lo Presti et al 1994 ; Cuccovillo et Coop 1997),
- capteurs à lame flexible type LDT (Fumio et al 1994 ; Satoru et al 1994 ; Bésuelle et Desrues 1998 ; Gomes et al 2001),
- capteur à effet de hall (Clayton et al 1989),
- capteur d'inclinaison (Jardine et al 1984),
- capteur de proximité « mesure sans contact » (Fumio et al 1994 ; Gomes et al 2001)

Une description détaillée et le principe d'utilisation de chacun de ces capteurs sont donnés par Bésuelle 1999 et El Bied 2000.

⁵ IMP se sont des boîtiers d'acquisition de données multivoies télécommandés par un ordinateur central ou une centrale de mesures

Scholey et al. (1995) ont présenté un récapitulatif de ces différentes méthodes de mesure, en donnant les avantages et les inconvénients de chacune d'elle. Le tableau II.1-2 récapitule les principales caractéristiques de ces méthodes.

Dans le cadre de notre étude, nous avons choisi d'utiliser des capteurs type LVDT car ce sont des capteurs largement commercialisés et qui présentent différents avantages.

Ces capteurs offrent de larges possibilités en terme de course, de pression et de température. Ils sont moins sensibles à la variation de la pression et de la température, et moins affectés par les nuisances électriques. Ils offrent une très bonne stabilité des déformations avec le temps (Lo Presti 1994 ; Cuccovillo 1997).

Cependant, les inconvénients d'utilisation de ce type de capteurs résident dans leur nature encombrante et la difficulté de fixer les colliers qui les portent sans qu'ils entravent une dilatation radiale libre de l'échantillon.

CAPTEUR	RESOLUTION (MM)	COURSE	PRESSION
LVDT	10^{-6}	de larges possibilités	70 MPa
inclinomètre	5.10^{-6}	$3.5.10^{-1}$	1.5 MPa
A effet Hall	2.10^{-5}	1.5 à 7 mm	1 MPa
LDT	10^{-6}	10^{-2}	Courante en mécanique des sols ⁶
			60 MPa ⁷
proximité	$2.5.10^{-4}$	2.5 mm	Courante en mécanique des. sols

Tableau II.1-2- Récapitulatif des caractéristiques des capteurs interne selon Sholey et al (1995) et Besuelle (1999).

Dispositif de mesure des déformations développé dans notre étude

La paire de colliers de mesure des déformations que nous avons développés s'adapte à des échantillons de roches cylindriques. Elle est composée : d'un collier de mesure pour les déformations radiales et d'un collier de mesure pour les déformations axiales.

⁶ valeur donnée par Sholey et al (1995)

⁷ valeur actualisée en tenant compte des récents travaux de [] Besuelle 1999

- *Collier de mesure pour les déformations radiales (Figure II.1-5)*

C'est un anneau en aluminium qui est fixé au milieu de l'échantillon grâce à 4 tétons à ressort. Il supporte 4 capteurs LVDT à noyau libre, dont une des deux extrémités est en contact avec la surface transversale de l'échantillon cylindrique (plus particulièrement avec la membrane qui l'enrobe). Il possède 4 vis extérieures servant à immobiliser les corps des noyaux des capteurs une fois que la valeur que l'on veut afficher au début de l'essai est atteinte.

Ce collier de mesure (anneau + capteurs) est conçu pour être utilisé jusqu'à une pression de confinement de 100MPa et une température allant jusqu'à 120°C. Il donne une mesure de la déformation transversale de l'échantillon en quatre points à 90°.

Les quatre LVDT utilisés ont une course égale à ± 2.5 mm. Chaque capteur a été étalonné à l'aide d'une vis micrométrique étalon. Le procédé utilisé est la comparaison de la valeur renvoyée par le LVDT à celle lue sur le micromètre électronique. L'étalonnage de tous les capteurs a été fait régulièrement chaque année. La figure (II.1-6a) montre la réponse d'un capteur sur une partie de son étendue de mesure.

Par la suite, ce dispositif de mesure a été étalonné afin de prendre en compte l'erreur que peut engendrer la dilatation de la membrane par rapport à la variation de la pression de confinement et la déformation radiale de l'échantillon. Pour cela, une mesure de déformation radiale a été réalisée sur un échantillon d'acier dont les caractéristiques élastiques ont été auparavant déterminées. La figure (II.1-6b) montre les résultats de ces essais. L'erreur des mesures internes des capteurs par rapport à la déformation théorique de l'échantillon d'acier, dans le cas des essais de cisaillement à différentes pressions de confinement, est sensiblement identique.

Cette correction, une fois déterminée est appliquée aux mesures de déformations radiales interne d'un échantillon de grès. Elle est comparée avec des mesures locales de jauges collées sur la surface de cet échantillon (figure II.1-6c). Les mesures internes corrigées et locales de jauge sont très proches l'une de l'autre.

Cette correction a été également validée au moyen d'une simple étude théorique de l'équilibre élastique d'un tube cylindrique mince sous pression latérale externe et soumis à une déformation radiale latérale. Le coefficient correcteur déterminé dans cette approche théorique, correspond bien à ce qui a été trouvé expérimentalement.

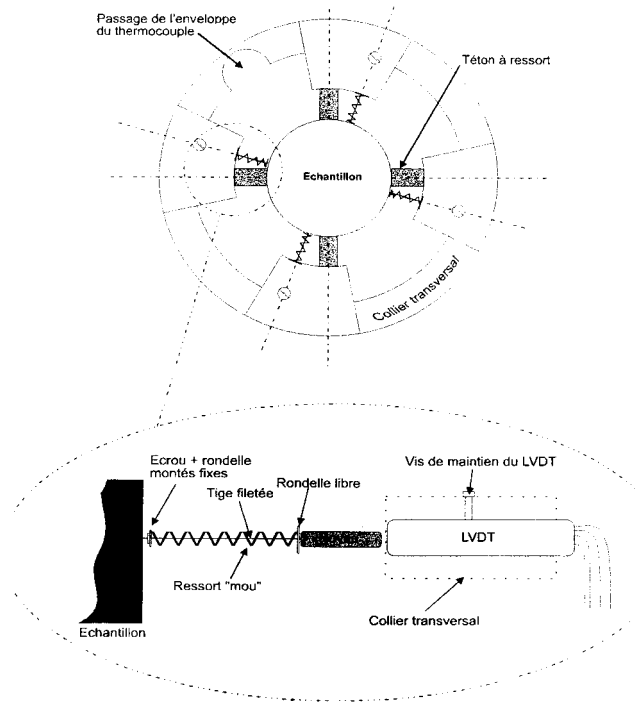


Figure II.1-5 : Collier de mesure des déformations radiales

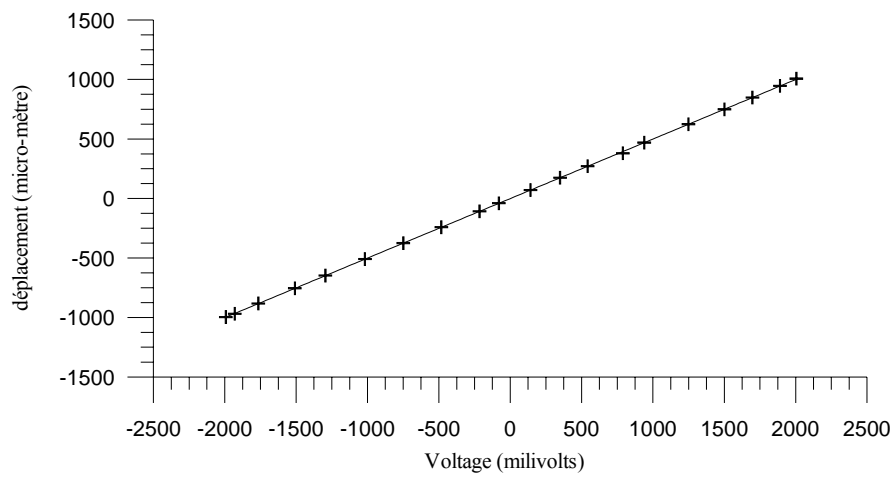


Figure II.1-6a : Résultat d'étalonnage d'un capteur sur l'étendue de sa mesure

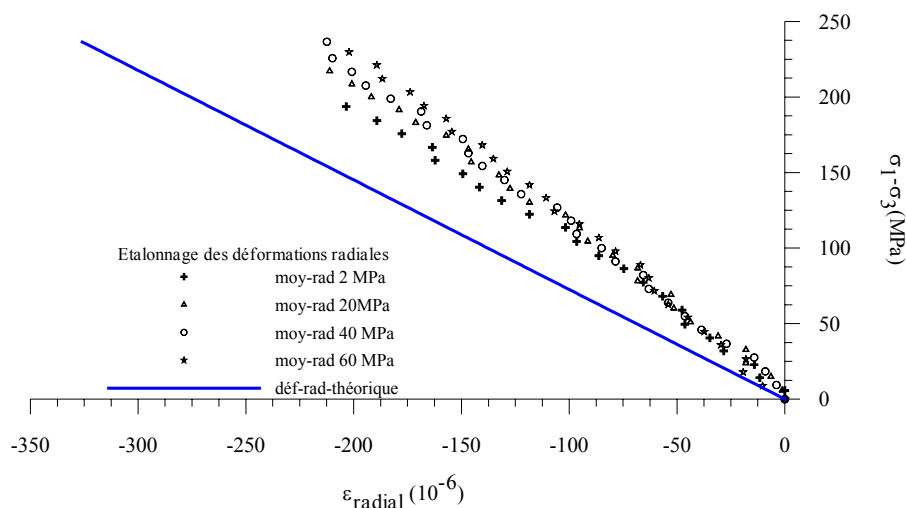


Figure II.1-6b : Erreur de mesure des capteurs radiaux par rapport à la déformation théorique d'un échantillon d'acier

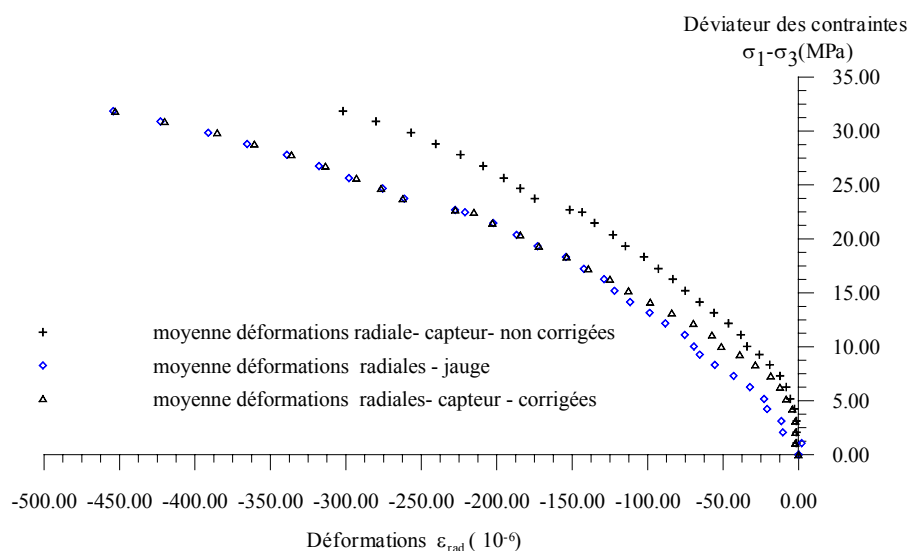


Figure II.1-6c : Comparaison des déformations entre jauges et capteurs

- Collier de mesure pour les déformations axiales (Fig II.1-7)

Il est composé de deux anneaux en aluminium. Le premier est fixé en bas de l'échantillon (juste en dessous de l'anneau central), et le second est fixé sur la partie supérieure de l'échantillon. L'anneau inférieur supporte les noyaux des deux capteurs LVDT, et l'anneau supérieur supporte leurs corps. La déformation longitudinale de l'échantillon est mesurée en deux points opposés de la surface latérale.

Les deux anneaux sont fixés sur l'échantillon par quatre vis à ressort qui viennent s'appuyer sur un deuxième anneau en matière plastique placé sur la membrane entourant l'échantillon sans l'empêcher de se déformer. Les deux anneaux d'aluminium sont usinés en deux pièces qui s'attachent, l'une par rapport à l'autre, par un système de vis-ressort-écrou. Ce qui leur permet d'être souples pour ne pas empêcher la libre déformation de l'échantillon.

Les deux LVDT utilisés ont une course égale à ± 1.5 mm. Ces deux capteurs ont été étalonnés de la même manière que les LVDT radiaux.

L'étalonnage des déformations données par ces capteurs axiaux, par rapport aux déformations d'un échantillon d'acier et aux mesures de jauges collées sur l'échantillon de grès, nous montre que la réponse des capteurs axiaux est meilleure que celle des radiaux. L'erreur observée, est essentiellement due à la souplesse de ce système de mesure. Cette erreur est déterminée dans le cas de l'essai sur l'échantillon d'acier (figure II.1-8a) ; elle est appliquée par la suite aux résultats d'essai sur l'échantillon de grès instrumenté par jauges (figure II.1-8b). Les résultats obtenus montrent que les déformations axiales corrigées mesurées par les deux LVDT sont analogues à celles mesurées par les jauges.

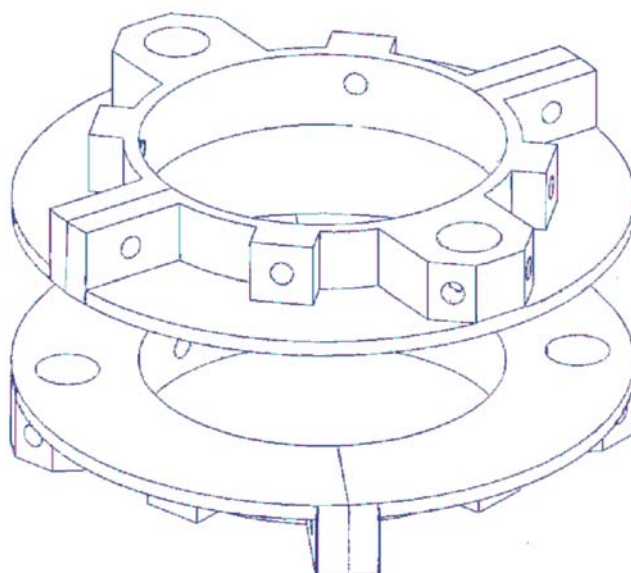


Figure II.1-7 : Collier de mesure des déformations axiales

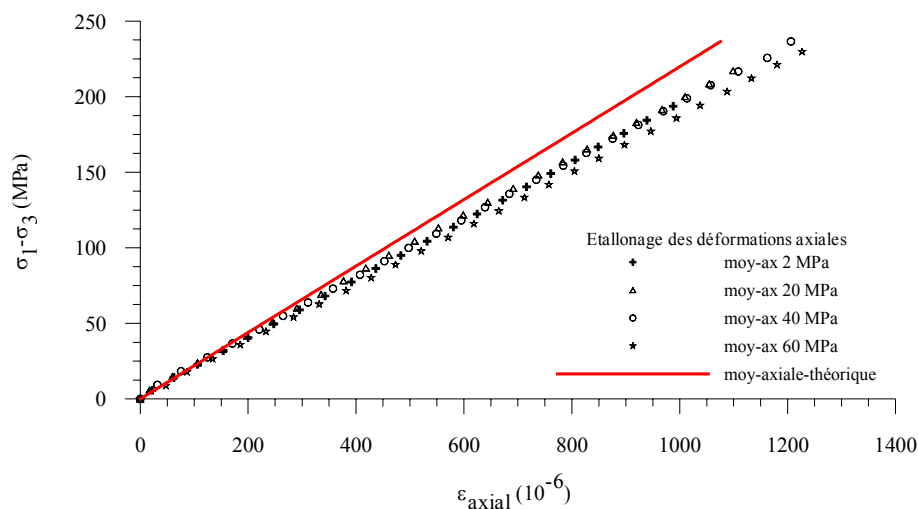


Figure II.1-8a : Erreur de mesure des capteurs axiaux par rapport à la déformation théorique d'un échantillon d'acier

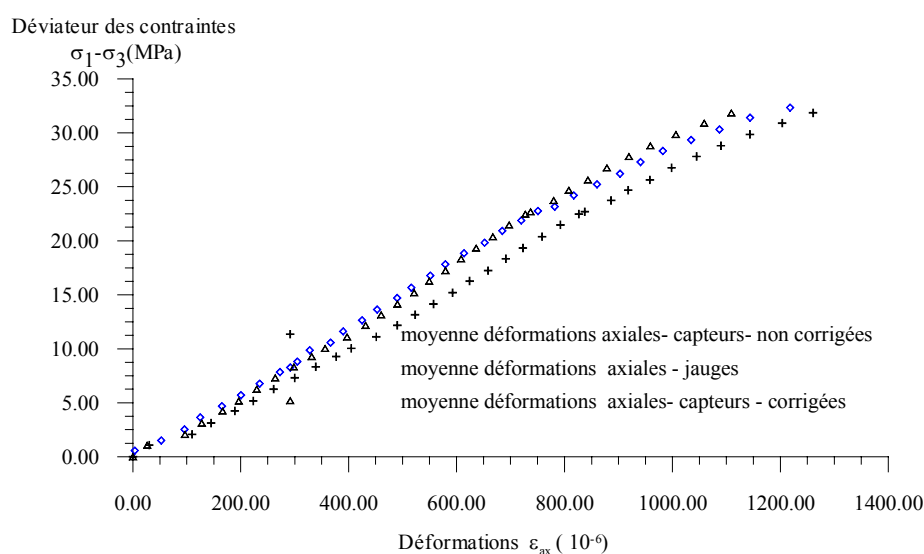


Figure II.1-8b : Comparaison des déformations entre jauges et capteurs

II.1.4. Comportement post-pic et asservissement

II.1.4.1. Introduction

La rupture d'une roche chargée en laboratoire peut se produire de façon brutale, contrairement à ce qui peut arriver dans la réalité où cette rupture survient graduellement. Cette nature explosive de la rupture dans les roches, durant un essai de compression en

laboratoire, est due essentiellement à la libération brutale d'énergie élastique emmagasinée par la machine d'essai. L'emploi d'une machine d'essai traditionnelle, lorsque la limite de rupture est dépassée, libère un excès d'énergie qui provoque une violente désintégration de la roche.

A partir de la fin des années soixante, des courbes complètes de contrainte-déformation, incluant la phase post-pic, ont été obtenues en utilisant des machines d'essais d'une grande rigidité capable d'amortir l'excès d'énergie élastique libérée dont le processus est expliqué en détail dans le paragraphe suivant (Cook 1965 ; Wawersik 1968 ; Rummel et Fairhurst 1970 ; Hudson et al 1971 ; Peng et Johnson 1972 ; Vutukuri 1974). Mais l'optimisation du contrôle de la rupture des roches ne s'arrête pas seulement au choix d'un système de chargement rigide. Elle dépend aussi du bon choix du signal d'asservissement, d'où la nécessité que la machine d'essai soit équipée d'un système de pilotage asservi (Fairhurst et Hudson 1999), et également de la taille et de la forme géométrique des échantillons (Labuz et Biolzi 1991 ; Biolzi et Labuz 1993).

La figure II.1-9 présente une courbe complète d'effort-déformation. La partie pré-pic est représentée par la portion OA de cette courbe. D'après (Fairhurst et Hudson 1999) on peut définir deux types de courbe en terme de caractérisation de la partie post-pic de la courbe effort-déformation. En fonction de la pente de cette partie : on a une rupture de type classe I si la courbe est caractérisée par une pente négative de la réponse force-déplacement, et une rupture de type classe II si la partie post-pic a une pente positive. Il est important de comprendre ces deux types de comportement dans le but d'optimiser le contrôle de la rupture dans les roches.

Le comportement de type classe I est caractérisé par un processus de propagation dit « stable » de la rupture. L'énergie de déformation emmagasinée dans le système au pic de résistance est supérieure à celle de l'état critique qui correspond à la réduction de la résistance à déplacement constant. Le comportement de type classe II est caractérisé par une propagation de rupture dite « instable ». Dans ce cas, l'énergie est relâchée et le déplacement décroît. Dans ce type de comportement, le système perd de l'énergie, l'énergie emmagasinée dans le système est alors inférieure à celle de l'état critique.

Généralement, les essais pilotés ou contrôlés en déformations axiales sont suffisants pour obtenir une courbe d'effort-déformation complète quand le matériau est de type classe I. Cependant, une technique de contrôle alternative, tel qu'un contrôle en déplacement radial ou un contrôle combiné entre effort et déplacement, sera nécessaire quand les

matériaux ont un comportement de type classe II et la surface ABDCA (figure II.1-9) est le surplus d'énergie qui peut être libéré par la machine d'essai conduisant à une rupture incontrôlable.

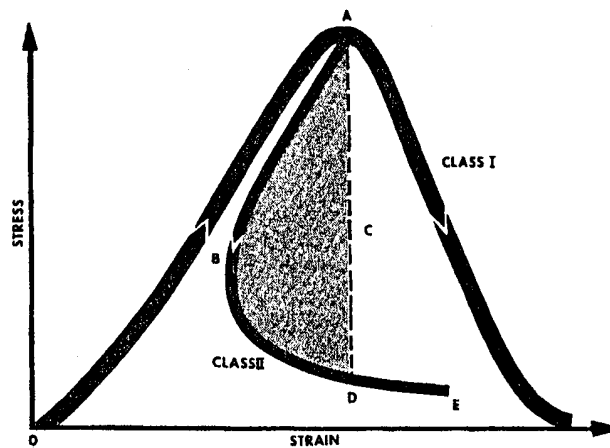


Figure II.1-9 : Comportement à la rupture d'une roche sous compression uniaxiale (Fairhurst et J.A.Hudson 1999)

II.1.4.2. Rôle de la rigidité du système d'essai sur l'observation du comportement post-pic

L'influence de la rigidité du système d'essai en décharge dans la description de la courbe effort-déformation est illustrée sur la figure (II.1-10) donnée par Brady et Brown (1985). Cette figure explique l'interaction qui existe entre une machine d'essai et un échantillon de roche. La machine et l'échantillon sont représentés par des ressorts chargés en parallèle. La machine est représentée par un ressort élastique linéaire d'une rigidité longitudinale constants k_m , l'échantillon est représenté par un ressort non linéaire d'une rigidité variable k_s . Chaque fois que l'échantillon est comprimé, une extension se produit au niveau des ressorts représentant la machine d'essai. Cette extension est analogue à ce qui se passe dans les colonnes d'une presse mécanique dans un essai de chargement axial. Quand le pic de résistance est atteint, l'échantillon continue à se déformer avec une charge qui diminue, la machine va se déchargé et son extension sera réduite fig(b).

Dans la figure(II.1-11) Brady et Brown nous montrent le cas où la rupture catastrophique a lieu (a) et le cas où cette rupture peut être contrôlé (b). Le premier cas, où la machine

d'essai a une rigidité en décharge inférieure à celle de l'échantillon, conduit une libération d'une énergie ΔW_m (représenté par l'aire de la surface AFED) supérieure à l'énergie absorbée par l'échantillon ΔW_s (représenté par l'aire de surface ABED). Ce qui provoque une violente désintégration de l'échantillon testé juste après le pic de résistance et une quasi-absence de la partie post pic de la courbe. Le cas contraire, où le comportement post pic est contrôlé, est représenté dans la courbe (b) de cette figure. Dans ce cas, l'énergie libérée par la machine est absorbée par l'échantillon.

D'après Fairhurst et Hudson (1999), si on utilise une presse hydraulique asservie, une grande rigidité de la machine n'est pas nécessaire à cause de la rapidité du temps de réponse. Mais il reste néanmoins recommandé par la Société Internationale de Mécanique des Roches (SIMR) l'utilisation d'une presse hydraulique asservie d'une rigidité qui soit supérieur à 5 MN/mm.

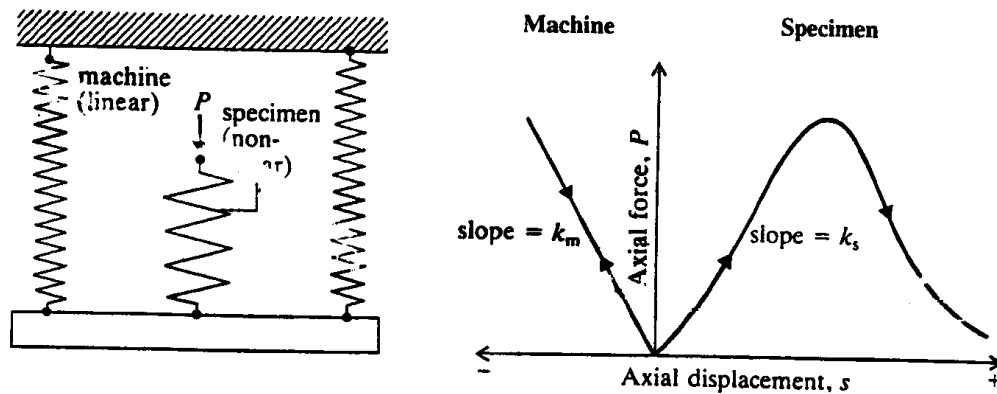


Figure II.1-10 : L'interaction entre l'échantillon et la presse (Brady et Brown, 1985)

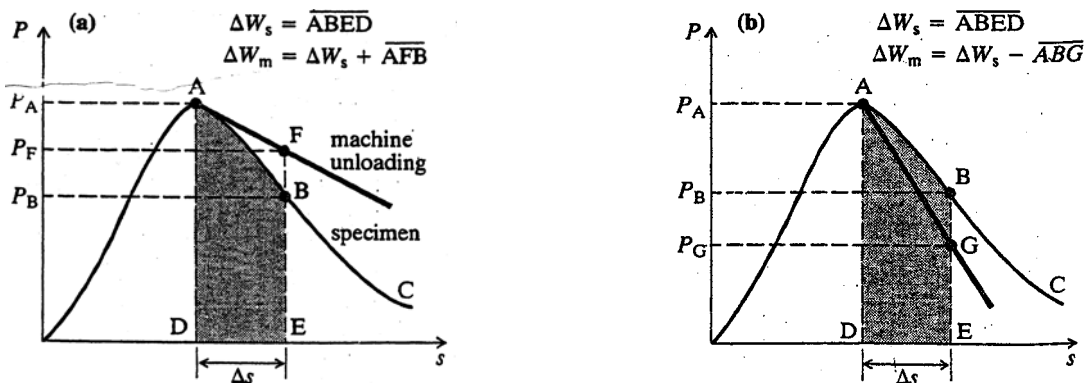


Figure II.1-11 : Rôle de la rigidité du système de chargement (Brady et Brown, 1985)

II.1.4.3. Le choix du paramètre d'asservissement

Plusieurs méthodes ont été utilisées afin de pouvoir contrôler la rupture dans les roches de type classe II. Hudson et al (1972) et Rummel et Fairhurst (1970) suggèrent que le meilleur contrôle, quel que soit l'essai, est obtenu si le signal utilisé dans la boucle d'asservissement, représente l'indicateur le plus sensible de la progression de la rupture. Les signaux assurant le meilleur contrôle du déplacement dans différentes situations ; compression, flexion d'une poutre, poinçonnement, traction, fracturation hydraulique ou essai brésilien, sont donnés dans la figure II.1-12. Cette méthode est la plus utilisée dans le contrôle de la rupture des roches de type classe II.

Actuellement, à l'aide de l'évolution de l'outil informatique, des méthodes plus sophistiquées ont été proposées. Terada et al (1984) [cité par S.Okubo et Y.Nishimatsu (1985)] ont conduit des essais de compression en choisissant comme paramètre d'asservissement le taux d'évolution de l'émission acoustique. Dans les travaux de Sano et al (1982), le taux de déformation volumique inélastique, a été choisi comme signal externe d'asservissement.

Okubo et Nishimatsu (1985) ont proposé d'utiliser, comme signal externe de la boucle d'asservissement, une combinaison linéaire de déformation et de contrainte.

$$\varepsilon - \sigma / E' = C \cdot t$$

Avec E' le module de décharge de la partie post-pic et C la valeur de la vitesse du chargement. La stabilité du système de contrôle d'asservissement dépendra beaucoup sur le choix du module E' .

Suivant cette méthode, la diminution de la contrainte d'une quantité $\delta\sigma$ est suivie par une diminution de la déformation d'une quantité égale à $\delta\sigma / E'$, ce qui assure une évolution uniforme de la déformation dans un essai contrôlé à vitesse de déformation constante. C'est la raison pour la quelle les roches de classe II, qui ont une inclinaison positive de la partie post-pic de la courbe effort-déformation, peuvent être contrôlées par cette nouvelle méthode.

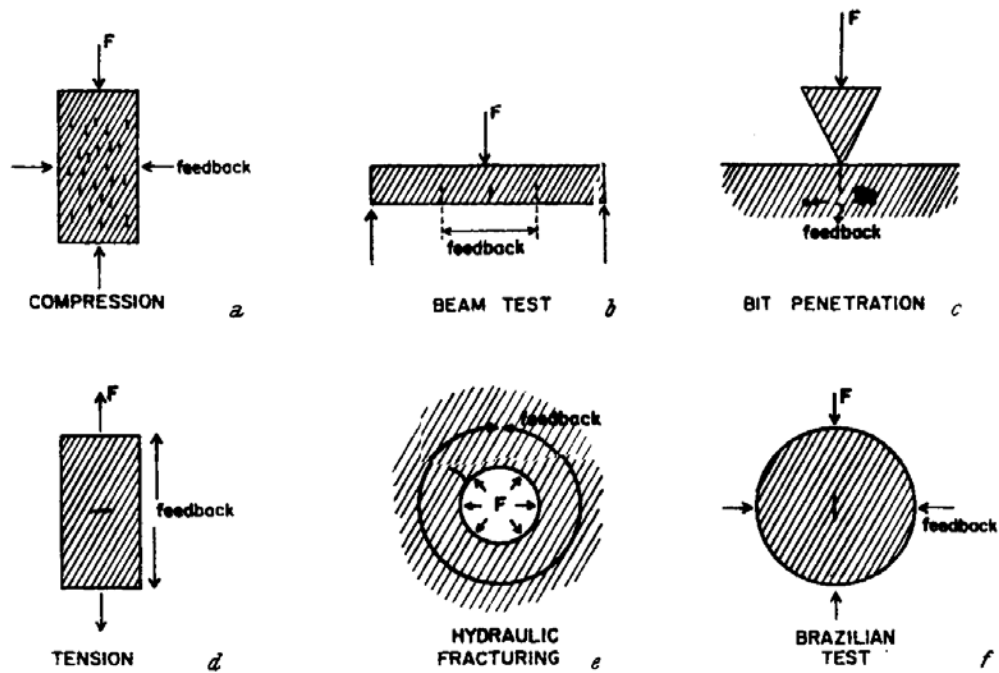


Figure II.1-12 : Disposition optimale du signal d'asservissement pour une variété de test (Hudson et al 1972)

Dans le cadre des essais réalisés dans ce travail, nous avons choisi d'utiliser la moyenne des signaux des déplacements radiaux comme signal externe d'asservissement. Malgré la faible rigidité de notre système de chargement, évaluée à 1 MN/mm, nous avons pu piloter la partie post-pic à partir des déplacements radiaux, grâce à la rapidité de la réponse du système hydraulique asservissant la presse et au bon réglage des paramètres du PID de la boucle d'asservissement.

II.1.5. Conditions d'essais et mode opératoire

II.1.5.1. Conditions d'essais

Vitesse de chargement

De façon générale, l'augmentation de la vitesse de chargement a une tendance à augmenter la résistance apparente en compression des roches (Lama et Vutukuri 1978). Afin de respecter les conditions de sollicitation quasi-statique ainsi que les conditions de drainage de l'échantillon dans un essai drainé, nous avons utilisé des vitesses de sollicitations très lentes de l'ordre de 10^{-6} s^{-1} en déformation contrôlée et de 0.1 kN/s en force contrôlée (El bied 2000).

Elancement des éprouvettes

L'élancement d'un échantillon est le rapport entre sa hauteur et son diamètre. Cette caractéristique géométrique d'échantillon a une influence, tant au niveau de la résistance que de la courbe contrainte déformation. Il a été montré que la résistance et le module d'élasticité des roches diminuent quand l'élancement augmente (Vutukuri et al 1974 ; Paterson 1978 ; Brady et Brown 1985 ; Pellegrino 1995 ; El Bied 2000). Un élancement important supérieur à 3 peut conduire à un phénomène d'instabilité par flambement ; par contre, un élancement inférieur à 1 peut conduire à la formation d'un cône de frottement important suivant la nature des conditions de contact à l'interface. Dans le cas de notre étude, l'élancement d'échantillons que nous avons utilisé est voisin de 2, ce qui correspond aux recommandations de la SIMR qui préconise l'utilisation d'un élancement entre 2 et 3.

Technique d'anti-fretage

Le frottement à l'interface entre les extrémités de l'échantillon et les plateaux de la presse induit une non-uniformité des champs de contrainte et de déformation dans des essais de compression sur des échantillons de roche (Brady 1971; Hudson et al 1971; Vutukuri et al 1974; Brady et Brown 1985; Desrues et Mokni 1991; Santarelli 1992; Vardoulakis et Sulem 1995; Pelligrino et al 1997 ; El Bied et Sulem 2003). La figure II.1-13 schématise l'effet qu'a le frottement à l'interface sur le champs de contraintes et de déformations d'un

échantillon testé en compression. On observe que lorsque l'échantillon est comprimé, des contraintes de cisaillement au niveau du plan de contact entre l'échantillon et les plateaux se développent et tendent à empêcher la libre déformation de l'échantillon suivant la direction radiale, ce qui conduit à une mise en tonneau de l'échantillon. A la surface de contact, les contraintes de cisaillement induisent un état non homogène, et conduisent à la formation d'un cône quasi-rigide qui poinçonne la partie centrale de l'échantillon. Il est à noter aussi, que la pression de confinement tend à diminuer l'influence du frottement à l'interface.

Dans le cas de notre étude, il est important d'optimiser les conditions d'essais pour assurer la meilleure homogénéité possible des déformations de l'échantillon dans la phase pré-localisation pour étalonner correctement la loi de comportement de la roche et pour étudier l'initiation de la localisation des déformations. Dans ce but, nous avons utilisé la méthode de lubrification dans l'objectif d'empêcher le frottement entre les bases de l'éprouvette et les plateaux de charges. Nous avons utilisé un lubrifiant composé d'un mélange d'acide stéarique et de vaseline dont la valeur de coefficient de frottement est comprise entre 0,01 et 0,06. Notons que cette technique a été utilisée précédemment par Papamichos (1992), Pellegrino (1995), Bésuelle (1999) et El Bied (2000).

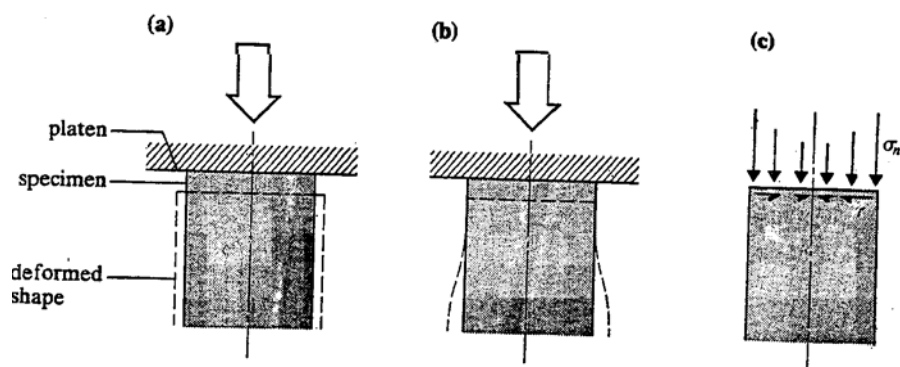


Figure II.1-13 : l'effet du frottement d'interface sur le champs de contraintes et de déformations (Brady et Brown 1985)

II.1.5.2. Mode opératoire

Préparation des échantillons

Les échantillons sont façonnés en cylindres de différentes longueurs au moyen d'un carottier diamanté d'un diamètre de 39 mm. Le carottage se fait en condition humide, sous jet d'eau et dans la même direction pour tous les échantillons. Ensuite, les échantillons sont coupés à une longueur approximative de 77 mm. Les bases de ces éprouvettes sont rectifiées sous l'eau dans une rectifieuse avec une meule de façon à obtenir des sections bien parallèles et à avoir pratiquement les mêmes dimensions (37.5 mm de diamètre et 75 mm de hauteur), soit un élanement de 2.

Ensuite, les échantillons sont séchés dans une étuve pendant 48h à une température de 70°C, puis saturés dans une cloche à vide suivant la norme NF 94-410.3 ⁸

Mise en place de l'échantillon

Il est nécessaire de mettre en route l'ensemble des appareils surtout la chaîne d'acquisition et les générateurs de pression au moins une heure avant toute utilisation. Cela permet la vérification du bon fonctionnement du matériel. Par précaution tous les capteurs et circuits de drainage et de mise en pression sont systématiquement contrôlés et vérifiés.

L'échantillon préalablement saturé est gainé par une membrane en Néoprène d'une épaisseur de 0.6mm qui assure l'étanchéité entre l'échantillon et le fluide de la chambre de confinement. Deux papiers filtres, destinés à la protection du système de drainage, sont placés sur les deux extrémités de l'échantillon après que leurs surfaces aient été lubrifiées. L'échantillon est ensuite instrumenté par les capteurs LVDT pour la mesure des déplacements radiaux et axiaux, puis il est placé entre l'embase inférieure solidaire de la cellule et l'embase supérieure, de sorte que les embases soient entièrement couvertes par la membrane. Les prises à 12 branches sont connectées et les capteurs LVDT sont réglés sur des valeurs choisies avant de serrer la vis qui les bloque. Après l'installation la chambre de confinement, nous procédons au remplissage de la chambre par l'huile. Les

⁸ NF 94-410.3 : Essai pour déterminer les propriétés physiques des roches – partie 3

tuyauteries des circuits sont montées et nous procédons à la purge de la chambre de confinement et d'auto – compensation, et à la mise en contact de l'échantillon et du piston. Ces opérations sont très délicates, et la réussite de l'essai est essentiellement liée à sa parfaite réalisation.

Saturation sous pression

Pour assurer une saturation aussi complète que possible de l'échantillon de roche, on a imposé une circulation d'eau désaérée pendant une dizaine de minute à l'aide d'un générateur de pression. En suite, une contre pression de 2 MPa est appliquée par paliers progressifs en prenant soin de conserver dans la plupart des cas un écart de 0.5 MPa entre la contre pression et la pression de confinement. L'application de cette différence de pression est indispensable afin d'expulser le fluide entre la membrane et l'échantillon et entre les embases et l'échantillon. L'échantillon est laissé en saturation sous pression pendant 12 heures, ce qui a été jugé suffisant pour que la saturation soit complète pour le grès de Fontainebleau.

La vérification de la saturation, en se référant aux normes de la mécanique des sols, est vérifiée par la valeur du coefficient de Skempton. Ce dernier est déterminé après avoir appliqué, à drainage fermé, un incrément de pression de confinement $\Delta\sigma_3$ et mesuré l'incrément de la surpression interstitielle repris par le fluide de saturation Δu . Le rapport des deux grandeurs $\Delta u/\Delta\sigma_3$, appelé B, représente le coefficient de Skempton et exprime le pourcentage de saturation de l'éprouvette. Généralement, l'échantillon est considéré comme étant saturé lorsque la valeur du coefficient de Skempton B est supérieure à 0,96. Cette technique ne peut être appliquée pour les roches car la compressibilité du fluide ne peut être négligée devant celle de la matrice rocheuse (cf chapitre I - & I.2.2).

Afin de vérifier la bonne saturation de nos échantillons, nous présentons sur la figure (II.1-14) l'évolution de la contrainte de confinement appliquée et de la surpression interstitielle mesurée en fonction du temps dans le cas d'un essai isotrope non drainé. On rappelle que dans le cadre de cette étude nous avons utilisé pour la mesure de la pression interstitielle un micro-capteur placé dans l'embase inférieure de l'échantillon avec un minimum de volume mort afin de remédier à tout problème de lecture de cette pression due à la compressibilité du circuit de drainage. Comme le montre la figure (II.1-14), la surpression interstitielle reste stable à la fin de la rampe de confinement. Cette stabilité

indique une bonne saturation de l'échantillon et une bonne homogénéité de l'évolution de la pression interstitielle à l'intérieur de l'espace poreux. Notons aussi l'importance du choix d'une vitesse de montée en pression de confinement bien adaptée à une évolution homogène de la surpression interstitielle. Dans le cas contraire, avec un échantillon non saturé ou une vitesse de montée en pression rapide, une chute de la surpression interstitielle aurait été observée à la fin de la rampe. De ce résultat, on conclut que la vitesse de montée en pression choisie (0.0083 MPa /s) est suffisamment faible pour permettre une bonne homogénéité de la surpression interstitielle, et que la procédure et le temps de saturation de notre roche sont bien adaptés afin de permettre une bonne saturation des échantillons testés.

Par ailleurs, dans le cas de matériaux moins poreux, il faut noter que le prolongement du temps de certaines opérations et/ou l'augmentation de la contre pression sont nécessaires pour permettre une bonne saturation. Des techniques d'accélération de processus de saturation, tel que celle utilisée par Wu et al (1997), peuvent être nécessaires dans le cas de roche de faible perméabilité. Cette méthode consiste à utiliser des fibres de glace tout autour de la surface d'échantillon, cette technique est semblable à celle du papier filtre utilisé dans le cas des sols mais qui est inefficace à forte pression de confinement.

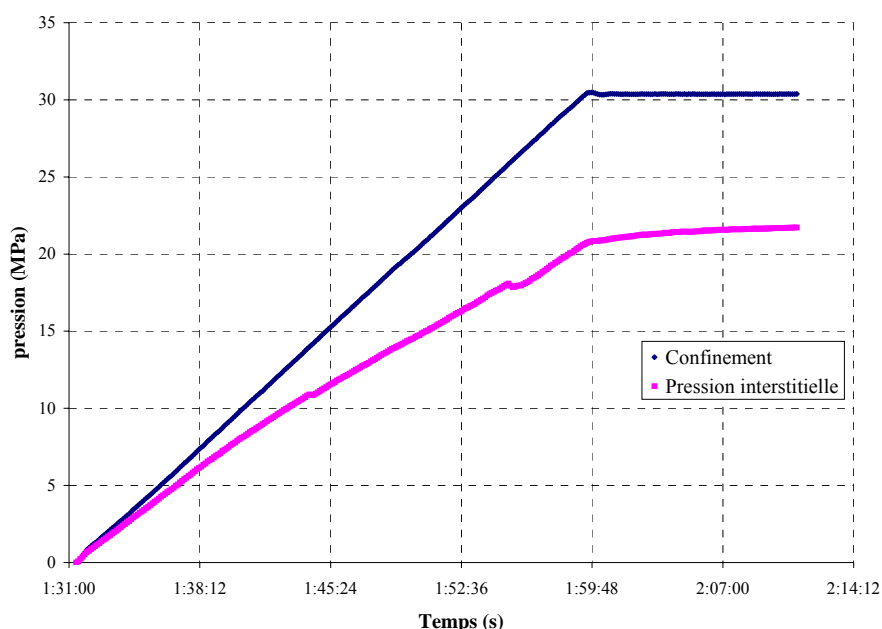


Figure II.1-13 : Evolution de la pression interstitielle en fonction du temps dans un essai de compression hydrostatique non drainé

II.2. Matériau et programme d'essais

II.2.1. Caractérisation du grès de Fontainebleau

Le grès que nous avons étudié, est prélevé dans la carrière de Bonnevault - Larchant, près de Paris en Ile de France, dans la région de Fontainebleau, d'où vient son appellation de grès de Fontainebleau.

Le grès de Fontainebleau est une roche mono-cristaline, composée exclusivement de grains de quartz à plus de 99.8 %, de porosité comprise entre 2 et 30 % avec une taille moyenne de grains de 250 μm . La figure II.2-1 montre deux photos prises au moyen d'un microscope à balayage électronique (MEB) sur deux sections de grès de porosité différente. Elle montre la simplicité et l'homogénéité dans la distribution de ces grains.

Sur la figure II.2-2, nous montrons les résultats d'essais de mesure de porosité par intrusion de mercure sur quatre échantillons de ce grès de porosités différentes. Cette technique de laboratoire permet de quantifier, en plus de la porosité volumique, la distribution des tailles de pores de ce matériau ainsi que sa masse volumique apparente.

Les résultats nous ont révélé que la masse volumique, pour tous ces échantillons, est du même ordre. Par contre, on observe que le pic principal de porosité, pour les échantillons dont la porosité est comprise entre 10 et 20 %, se situe à un rayon de pore de 13 à 22 μm alors que pour l'échantillon de porosité de 6.3 % son rayon est situé à 2.5 μm . Ceci s'explique essentiellement par les espaces poreux très différents des deux séries d'échantillons.

La simplicité chimique et cristallographique de ce grès ont fait que ce matériau a servi à de nombreuses recherches conduites dans ce domaine de mécanique des roches (Davis et Darot 1989 ; Ikogou 1990 ; Fredrich et al 1993 ; Haied 1995 ; El Bied 2000). Pour nos essais triaxiaux, drainés et non drainés, nous avons choisi un grès de Fontainebleau d'une porosité de 20 %. Cela nous donne la possibilité de comparer les résultats obtenus avec les essais similaires sur des échantillons secs testés précédemment par El Bied (2000).

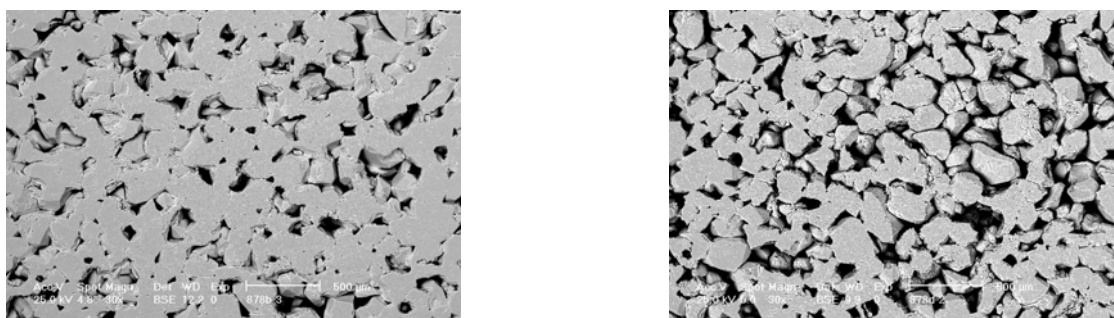


Figure II.2-1 : Image du MEB de deux sections d'échantillon de grès de Fontainebleau de porosité différente injecté par une résine (l'échantillon (a) d'une porosité $n=11\%$, l'échantillon (b) d'une porosité $n=20\%$)

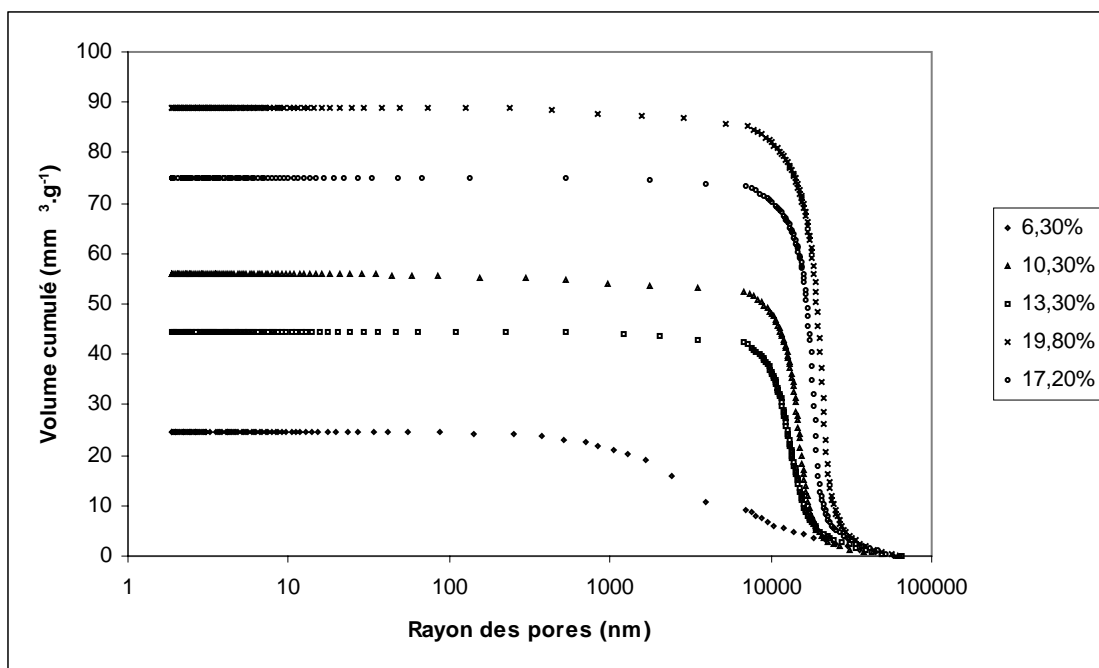


Figure II.2-2 : Porosité au mercure – courbe cumulatives

II.2.2. Essais réalisés

Après que les conditions d'essais aient été étudiées et optimisées, des essais de compression isotrope et triaxiale en conditions d'essais drainés et non drainés ont été réalisés. Ces essais ont été effectués sur des échantillons d'élancement 2. Les échantillons provenant du même bloc de roche ont une porosité comprise entre 19 et 21%. Les essais

ont été effectués à température ambiante. Les essais triaxiaux ont été effectués sous chargement monotone et cyclique sous différentes pressions de confinement : 7, 14, 28, 40 et 50 MPa.

Le but de ces essais est de caractériser le comportement hydro-mécanique du grès de Fontainebleau dans sa phase de déformation homogène (étalonnage de la loi de comportement) et dans la phase post-localisation (évaluation des caractéristiques des bandes de cisaillement). Les essais réalisés dans ce but sont présentés dans le tableau II.2.1.

Seules certaines courbes d'essais sont présentées dans la suite de cette étude. L'ensemble des résultats expérimentaux obtenus est donné dans l'annexe I.

références d'essais	chargement	type d'essai	confinement effectif
Gr-888-1	déviatorique	drainé	50MPa
Gr-888-4	déviatorique	drainé	7MPa
Gr-888-5	déviatorique	drainé	14MPa
Gr-888-6	isotrope + déviatorique*	drainé	40MPa
Gr-888-7	déviatorique	non-drainé	14MPa
Gr-888-8	déviatorique	non-drainé	50MPa
Gr-888-9	isotrope + déviatorique*	drainé	28MPa
Gr-888-10	isotrope + déviatorique*	drainé	7MPa
Gr-888-11	isotrope + déviatorique*	non-drainé	28MPa
Gr-888-12	isotrope + déviatorique*	drainé	14MPa
Gr-888-13	isotrope	-	-
Gr-888-15	déviatorique	drainé	28MPa
Gr-888-16	isotrope + déviatorique*	non-drainé	28MPa
Gr-888-17	déviatorique	non-drainé	28MPa
Gr-888-18	isotrope + déviatorique*	non-drainé	40MPa
Gr-888-19	déviatorique	non-drainé	28MPa
Gr-888-20	isotrope + déviatorique*	non-drainé	40MPa
Gr-888-21	déviatorique	drainé	7MPa
Gr-888-22	isotrope + déviatorique*	non-drainé	14MPa
Gr-888-23	déviatorique	drainé	14MPa
Gr-888-24	déviatorique	drainé	14MPa
Gr-888-25	déviatorique	non-drainé	50MPa
Gr-888-26	isotrope + déviatorique*	drainé	40MPa
Gr-888-27	déviatorique	non-drainé	7MPa
Gr-888-28	isotrope + déviatorique*	drainé	50MPa

* :lorsqu'un essai comprend une partie isotrope et une partie déviatorique, la phase de compression isotrope et notée « Co » dans le cas drainé et « S » dans le cas non drainé.

Tableau II.2-1 : Tableau récapitulatif de tous les essais

II.3. Essais de compression hydrostatique

L'essai consiste à soumettre l'éprouvette de grès de Fontainebleau à un champ de contraintes isotropes ($\sigma_1=\sigma_2=\sigma_3=P_c$) en conditions drainées ou non drainées. Dans le cas d'essais drainés, la pression interstitielle est maintenue constante à 2 MPa et la pression hydrostatique augmente de 2.5 à 60 MPa. Dans le cas non drainé, la pression interstitielle n'est pas constante et c'est l'ensemble du matériau et du fluide saturant qui subit la contrainte hydrostatique. Ces essais ont été effectués dans le but d'étudier le comportement poroélastique du grès de Fontainebleau.

II.3.1. Compression hydrostatique drainée

La réponse du matériau, c'est à dire l'évolution des déformations longitudinale ε_1 , transversale ε_3 et volumique ($\varepsilon_v=\varepsilon_1+2\varepsilon_3$) en fonction de la contrainte hydrostatique, est présentée sur la figure II.3-1 pour un essai drainé. On observe que les réponses du matériau dans les directions axiales et radiales ne sont pas identiques, ce qui peut être expliqué par le caractère légèrement anisotrope de la roche. La courbure initiale de la courbe contrainte-déformation, dans cet essai, caractérise la zone de fermeture des microfissures préexistantes. Comme le présente la figure II.3-1, l'intersection du prolongement de la partie linéaire de la déformation volumique avec l'axe horizontal donne la valeur de la porosité des microfissures préexistantes, et l'intersection avec l'axe des ordonnées représente la pression caractéristique de leur fermeture. Pour ce matériau, la valeur moyenne de ces deux paramètres sont respectivement 250×10^{-6} et 3,7 MPa. Le module de compression K du matériau est calculé sur la partie linéaire de la courbe contrainte-déformation volumique. Les modules de compression obtenus pour l'ensemble des essais hydrostatiques réalisés en conditions drainées sont présentés dans le tableau II.3-1

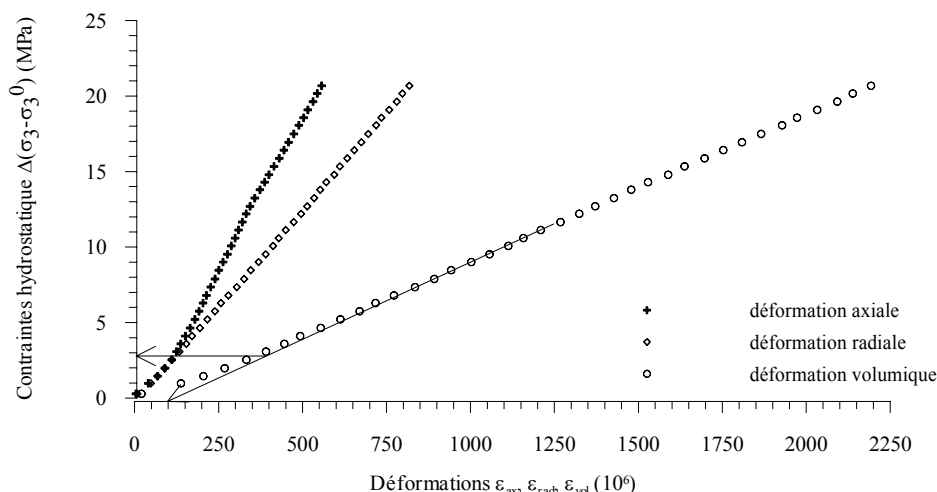


Figure II.3-1 : Essai de compression hydrostatique drainé (essai Co888-16)

Référence d'essai	$K = \frac{\Delta\sigma}{\varepsilon_v} \quad (MPa)$	Déformation de fermeture de la porosité	Pression de fermeture de la micro porosité (MPa)
drainé-co888-16	9770	1,00E-04	2,5
drainé-co888-13	11790	1,00E-04	4
drainé-co888-20	8451	6,00E-04	4,4

Tableau II.3-1 : Caractéristiques déduites des essais hydrostatiques drainés

Il est important d'évaluer la répétabilité des essais en vue de s'assurer de la validité des résultats expérimentaux obtenus sur le même appareillage et dans des conditions initiales identiques.

La comparaison de deux courbes contrainte – déformation volumique est représentée sur la figure II.3-2. Bien que les deux courbes ne soient pas parfaitement confondues, on peut considérer que la répétabilité est acceptable.

Il est à noter que dans l'utilisation d'une instrumentation interne, les causes d'erreur de mesures de déformation (mis à part la précision des capteurs) sont le parallélisme des surfaces de contact et l'excentrement de la force axiale appliquée. Une erreur qui affecte aussi la valeur de coefficient de compressibilité et de d'autres paramètres déterminés sur la base de ces mesures.

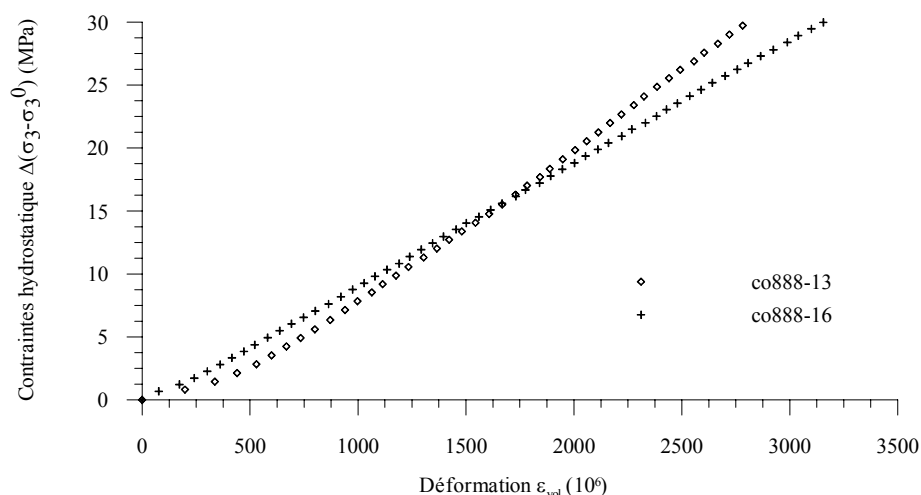


Figure II.3-2 : Comparaison des déformations volumiques obtenues de deux essais drainés

Dans la figure II.3-3, on présente l'influence de la pression confinement sur la compressibilité de la matrice rocheuse qui représente le rapport $\Delta\varepsilon_v/\Delta\sigma_3$. On observe que la compressibilité diminue rapidement à faible pression pour atteindre une valeur constante. Des études antérieures présentées par Mesri et al (1976), Dropek et al (1978) et Fredrich et al (1995) ont montré des tendances similaires. Ils expliquent que la diminution de la compressibilité avec l'augmentation de la pression confinement est due à la fermeture des fissures et des micro-pores.

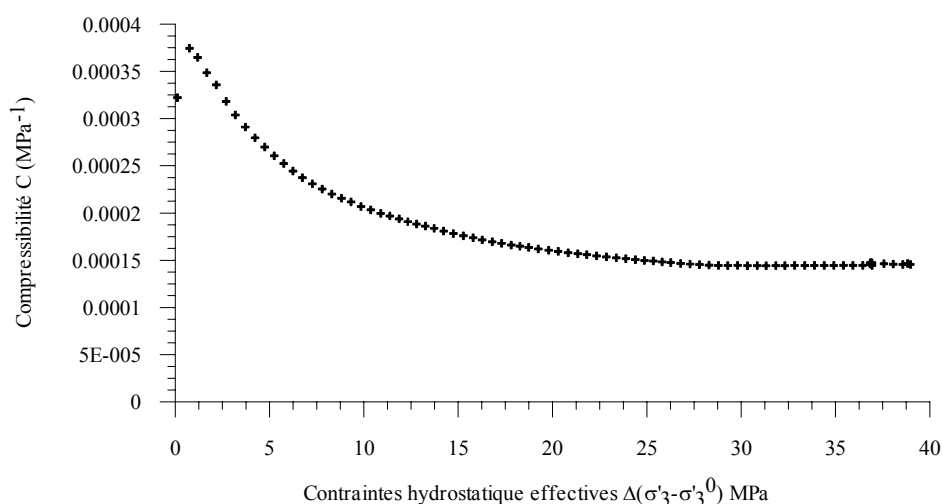


Figure II.3-3 : Variation de la compressibilité en fonction de la contrainte hydrostatique

II.3.2. Compression hydrostatique non drainée

II.3.2.1. Discussion sur la notion de contrainte effective de Terzaghi

Comme nous l'avons discuté au chapitre I, des études expérimentales ont montré qu'on ne pouvait appliquer la loi de Terzaghi dans sa forme classique pour la description de la réponse contrainte – déformation des roches. Dans la suite de cette étude, nous allons vérifier l'application de la définition de la contrainte effective de Biot, donnée suivant les relations (I-1) et (I-2), dans le cas de nos essais :

$$\sigma = \sigma' + b.u \quad \text{et} \quad b = 1 - \frac{K}{K_s}$$

avec b le coefficient de Biot qui est différent de 1.

Dans le cas du grès de Fontainebleau, pour des coefficients de compressibilité déterminés à partir d'essais isotropes drainés (voir tableau II.3-2), la valeur du coefficient de Biot varie entre 0.67 et 0.76 ($K_s=35200$ MPa d'après Ortega-Bucio 1994). Ce résultat est en bon accord avec l'équation donnée par Fabre et Gustkiewicz (1997) pour la variation du coefficient de Biot en fonction de la porosité dans le cas de roches gréseuses. Cette relation est une loi exponentielle ajustée sur les résultats issus de différentes roches gréseuses pour différente porosité, elle lie le rapport K/K_s à la porosité totale n des roches suivant l'équation :

$$K / K_s = e^{-a.tg(n\frac{\pi}{2})} \quad (\text{II-1})$$

avec $a = 5.5 \pm 1.5$.

D'après cette formule, la valeur du coefficient de Biot pour le grès testé avec une porosité totale ouverte de 20 % varie entre 0.72 et 0.89

Afin de vérifier l'applicabilité de la définition de la contrainte effective de Biot dans le cas de nos essais, nous avons comparé les modules de compressibilité déterminée dans le cas d'essais drainés et non drainés suivant la définition de la contrainte effective de Terzaghi et celle de Biot (voir tableau II.3-2 page 62). A partir de ces résultats, on observe que dans le cas d'essais non drainés, effectués dans les mêmes conditions initiales ($\sigma_3'_{\text{initial}} = 0.5$ MPa), les modules effectifs de compressibilités, déterminés suivant la définition de la

contrainte effective de Biot, sont proches des modules de compressibilité déterminés dans le cas d'essais drainés. L'examen de la courbe contrainte effective – déformation volumique confirme ce résultat (figure II.3-4).

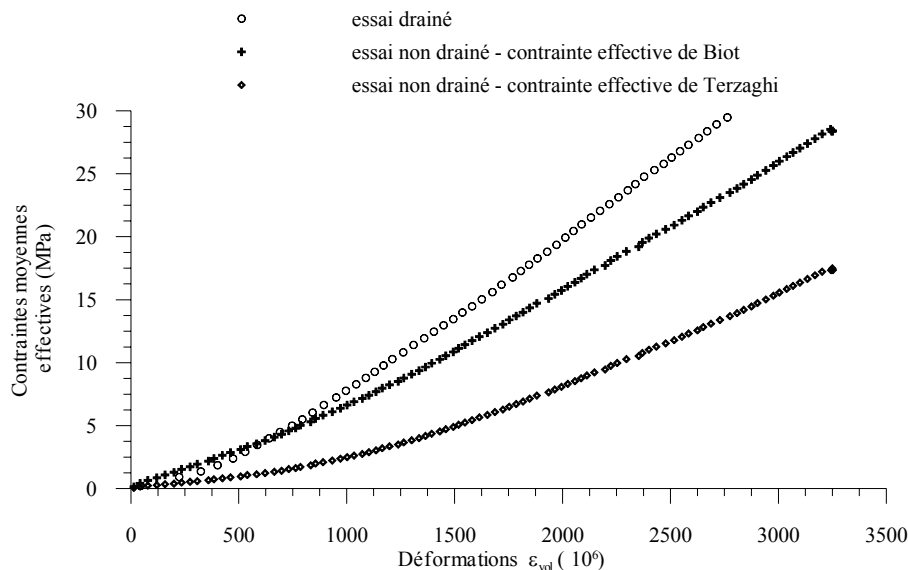


Figure II.3-4 : représentation de la déformation volumique hydrostatique drainée et non drainée en contrainte effective

II.3.2.2. Résultats expérimentaux

Le programme expérimental relatif à l'étude de la réponse hydrostatique non drainée comporte des essais réalisés à différentes pressions effectives initiales de confinement (0.5, 2, 5 et 10MPa). La mise en pression jusqu'à la contrainte effective initiale σ_3^0 s'est fait suivant un chemin de contrainte drainé.

La figure II.3-5 montre un résultat typique de l'évolution des déformations, on observe que les réponses en déformation ont la même allure que celles obtenues dans un essai drainé. Mais la phase de fermeture des fissures initiales est quasi-absente comparée à un essai drainé. Cela met en évidence l'influence de l'augmentation de la pression interstitielle sur l'évolution de l'espace poreux.

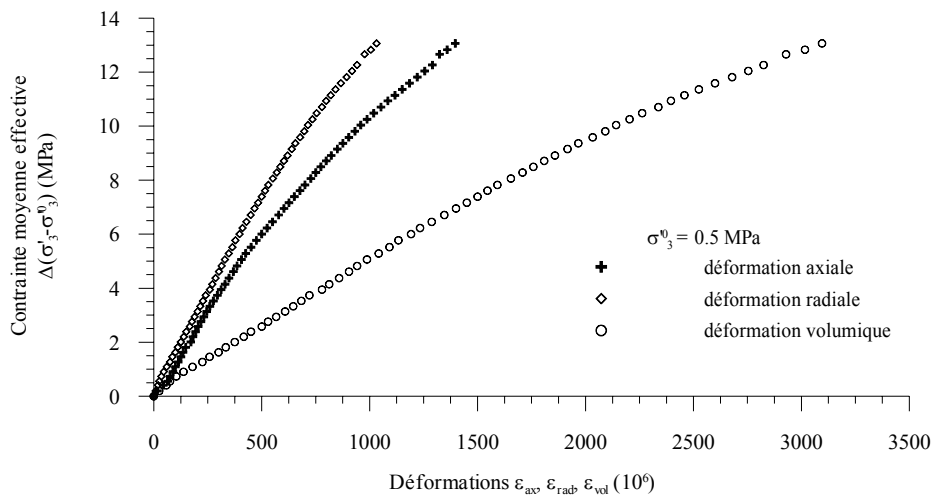


Figure II.3-5 : Essai de compression hydrostatique non drainé (essai S888-16)

On a représenté sur la figure II.3-6 la surpression interstitielle en fonction de la variation de la contrainte moyenne effective. On observe que celle-ci diminue avec l'augmentation de la contrainte moyenne effective initiale. Pour l'essai réalisé à une contrainte effective initiale de 0.5 MPa, on observe une légère courbure qui peut être due à une légère destruction du réseau poreux ou la connexion de la porosité occluse sous l'effet du chargement. Pour les essais réalisés à des valeurs de contrainte moyenne initiale de 5 et 10 MPa, on observe que la réponse de la surpression interstitielle est parfaitement linéaire et identique. Cette dépendance avec la pression initiale effective peut s'expliquer par la présence de micro-fissures ouvertes lorsque cette pression initiale effective est faible, ce qui rend l'échantillon plus compressible et induit par conséquent une surpression interstitielle plus importante.

On représente sur la figure II.3-6 la variation de la compressibilité de la matrice rocheuse en fonction de la contrainte moyenne effective. Qualitativement, on observe un comportement similaire à celui décrit dans le cas drainé pour une contrainte moyenne initiale faible de 0.5 MPa, c'est à dire une diminution de la compressibilité avec l'augmentation de la contrainte moyenne effective jusqu'à atteindre un état stable où la compressibilité ne varie plus, ce qui correspond à la fermeture des micro-fissures préexistantes. Cependant, dans les essais où la contrainte moyenne initiale est plus forte (égale à 5 et 10 MPa), on observe que la valeur de la compressibilité reste constante et ne varie pas avec la contrainte moyenne. Cela peut s'expliquer par la valeur de la contrainte initiale moyenne qui dépasse la contrainte caractéristique de fermeture des micro-fissures préexistantes trouvée dans le cas d'essais drainés. Mais il semble, d'après l'essai non

drainé effectué à 0.5 MPa, que la phase de fermeture des fissures est plus importante par rapport à un essai non drainé. Ce résultat rejoint ceux déjà présentés par Karami (1998)

Sur la figure II.3-7 on a également représenté la compressibilité d'un échantillon testé en conditions drainées. Celle-ci est plus forte que celle des échantillons testés en conditions non drainées. Elle diminue avec la contrainte moyenne est atteint au-delà de 15 MPa des valeurs comparables à celle des essais non drainés. Cela met en évidence l'influence de la surpression interstitielle qui tend à retarder la fermeture des microfissures.

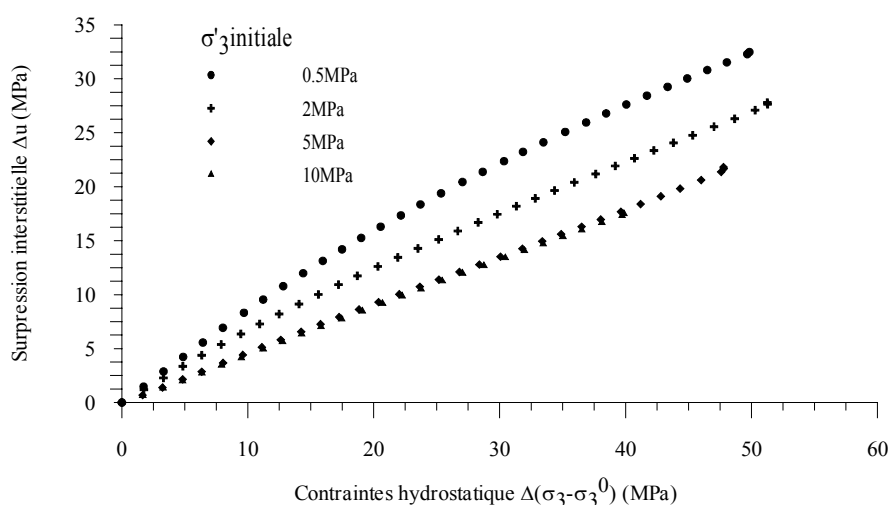


Figure II.3-6 : Variation de la pression interstitielle en fonction de la contrainte hydrostatique

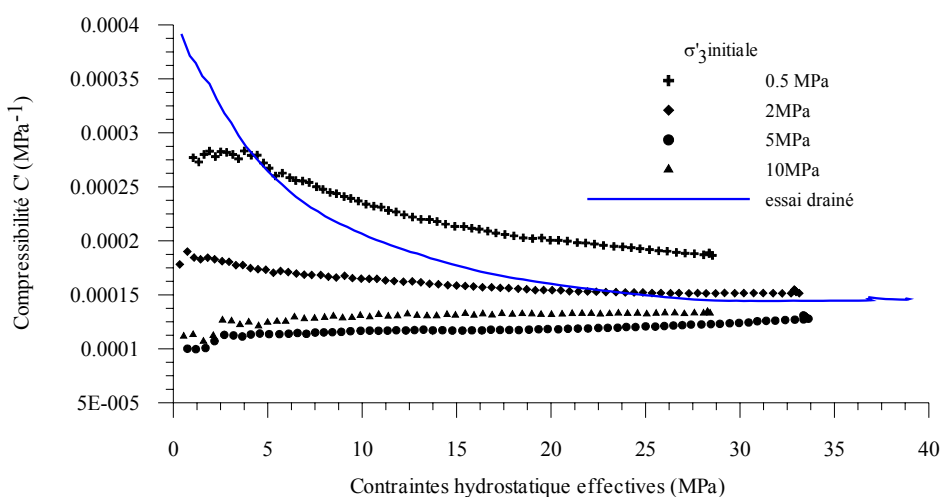


Figure II.3-7 : Variation de la compressibilité en fonction de la contrainte hydrostatique effective dans un essai non drainé

La figure II.3-8 présente l'évolution du coefficient de Skempton B avec la contrainte moyenne effective. On constate qu'on retrouve le même type de comportement que celui observé pour la compressibilité, à savoir un comportement qui dépend de la contrainte moyenne effective initiale. Dans le cas d'une contrainte moyenne effective initiale égale à 0,5 MPa, on trouve un coefficient B proche de l'unité à faible contrainte de confinement et qui décroît significativement pour atteindre une valeur proche de 0,6. Ces résultats confirment ceux déjà présentés dans la littérature (Mesri et al 1976; Dropek et al 1978; Zheng 1993; Fredrich 1995 ; Fabre et Gustkiewicz 1997). Cette valeur de B est fonction de la contrainte moyenne effective initiale, elle est plus forte à faible valeur de cette contrainte initiale.

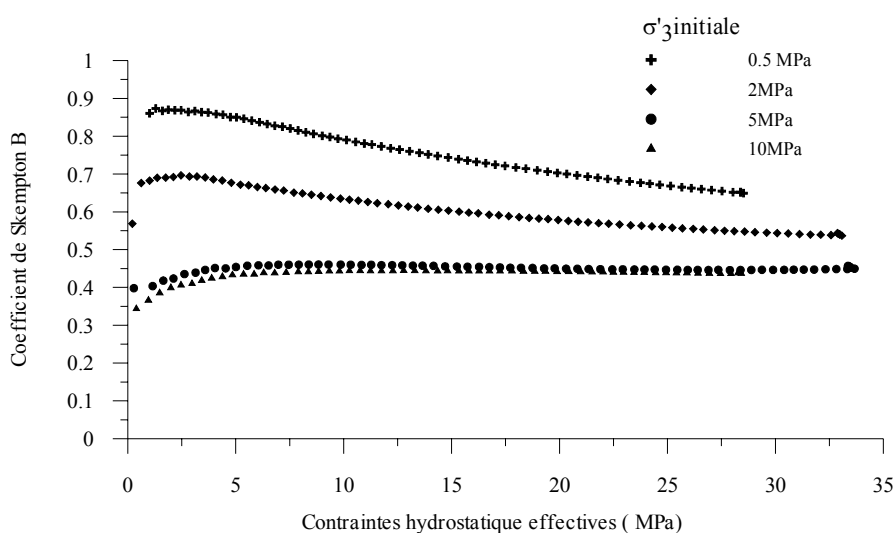


Figure II.3-8 : Variation du coefficient B de Skempton en fonction de la contrainte hydrostatique effective

Référence d'essai	Pression effective initiale	$K_u = \frac{\Delta\sigma}{\varepsilon_v} (MPa)$	$K = \frac{\Delta\sigma - \Delta u}{\varepsilon_v} (MPa)$ "Terzaghi"	$K = \frac{\Delta\sigma - b\Delta u}{\varepsilon_v} (MPa)$ "Biot"	$B_{exp} = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma}$
S888-13d	0.5MPa	15508	6860	9026	0,56
S888-16	0,5MPa	13006	5208	7313	0,6
S888-20	0,5MPa	17639	6722	9145	0,65
S888-13b	2MPa	17654	7955	10895	0,5
S888-13c	5MPa	19155	9652	12311	0,45
S888-13 e	10MPa	17678	6220	11221	0,44

Tableau II.3-2 : Caractéristiques déduites des essais hydrostatiques non drainés

II.3.2.3. Discussion sur le coefficient de Skempton B

Dans le cadre de la poroélasticité linéaire des milieux poreux homogènes et isotropes, le coefficient de Skempton B peut être déterminé par les méthodes analytiques présentées dans l'étude bibliographique du chapitre I.

Dans l'hypothèse d'un comportement élastique linéaire, le coefficient de Skempton peut s'exprimer en fonction du module de compression en condition drainée K , du module de compression en condition non drainée K_u et du module de Biot $b = 1 - K/K_u$.

D'après la définition de Biot de la contrainte effective on a :

$$\Delta\sigma_3 = \Delta\sigma_3' - b.\Delta u \quad (\text{II-2})$$

qui peut être aussi écrite de la façon suivante :

$$K_u \Delta\varepsilon_v = K \Delta\varepsilon_v - b.\Delta u \quad (\text{II-3})$$

de cette équation on arrive à déduire la relation d'évolution de la pression interstitielle :

$$\Delta u = -\frac{K_u - K}{b} \Delta\varepsilon_v = -\frac{K_u - K}{b} \frac{\Delta\sigma}{K_u} \quad (\text{II-4})$$

$$\text{d'où} \quad B = -\frac{\Delta u}{\Delta\sigma} = \frac{1}{b} \left(1 - \frac{K}{K_u} \right) \quad (\text{II-5})$$

Les paramètres intervenant dans cette relation (II-5) sont les modules de compressibilités K_u et K déterminés directement des essais hydrostatiques drainés et non drainés et le coefficient de Biot b qui est égale à $1 - \frac{K}{K_u}$.

Nous avons procédé aussi dans le cas de notre étude à la détermination théorique du coefficient b , à partir de l'écriture des équations de conservation de la masse fluide et de la masse solide d'un milieu poreux saturé présenté ci dessous (Vardoulakis et Sulem 1995).

L'équation de conservation de la masse fluide est donnée suivant par :

$$\partial_k q_k = (1-n) \partial_t \{\ln(\rho_s)\} + n \partial_t \{\ln(\rho_w)\} + \partial_k \varepsilon_v$$

Dans le cas drainé, c'est à dire sans aucun échange de fluide avec l'extérieur, on peut déduire :

$$\partial_k q_k = 0 \Rightarrow (1-n)\partial_t \{\ln(\rho_s)\} + n\partial_t \{\ln(\rho_w)\} + \partial_k \varepsilon_v = 0 \quad (\text{II-6})$$

Equation de conservation de la masse solide s'écrit :

$$\partial_k \varepsilon_v = \partial_t \{\ln(\rho_s)\} + \frac{n}{(1-n)} \partial_t \{\ln(n)\} \quad (\text{II-7})$$

de l'équation (II-6) et (II-7) on aboutit à :

$$n\partial_t \{\ln(\rho_s)\} + n\partial_t \{\ln(\rho_w)\} + \frac{n}{1-n} \partial_t \{\ln(n)\} = 0 \quad (\text{II-8})$$

$$n \frac{\Delta \rho_w}{\rho_w} - n \frac{\Delta \rho_s}{\rho_s} + \frac{n}{1-n} \frac{\Delta n}{n} = 0 \quad (\text{II-9})$$

Le milieu est supposé saturé et les masses de fluide et de solide sont constantes. On en déduit :

$$\frac{\Delta \rho_w}{\rho_w} = -\frac{\Delta V_v}{V_v}, \frac{\Delta \rho_s}{\rho_s} = -\frac{\Delta V_s}{V_s} \text{ et } \frac{\Delta n}{n} = \frac{\Delta V_v}{V_v} - \frac{\Delta V}{V} \quad (\text{II-10})$$

où V, V_v, V_s représentent respectivement le volume total, le volume des vides et le volume de la fraction solide.

$$\text{Des équations (II-9) et (II-10) on a : } \frac{n}{1-n} \frac{\Delta V_v}{V_v} + \frac{\Delta V_s}{V_s} - \frac{1}{1-n} \frac{\Delta V}{V} = 0 \quad (\text{II-11})$$

Les variations des fractions volumiques peuvent s'exprimer en fonction des variations des contraintes partielles s'exerçant sur chaque phase :

$$\begin{aligned} \frac{\Delta V_v}{V_v} &= \frac{\Delta p_w}{K_w} \quad (K_w \text{ est le module de compression du fluide} = 2028.4 \text{ MPa}) \\ \frac{\Delta V_s}{V_s} &= \frac{\Delta p'}{K_s} \quad (K_s \text{ est le module de compression des grains solides de quartz} = 36364 \text{ MPa}) \\ \frac{\Delta V}{V} &= \varepsilon_v \end{aligned} \quad (\text{II-12})$$

$$\Delta p' = \Delta p - b\Delta p_w \text{ la contrainte effective} \quad (\text{II-13})$$

à partir des équations (II-11), (II-12) et (II-13) on peut déduire la surpression interstitielle :

$$\Delta p_w = \frac{1}{n/K_w - b(1-n)/K_s} \left(\Delta \varepsilon_v - \frac{(1-n)}{K_s} \Delta p \right) \quad (\text{II-14})$$

$$\Delta \varepsilon_v \text{ peut être écrit sous la forme } \Delta \varepsilon_v = \frac{\Delta p'}{K} = \frac{\Delta p - b \Delta p_w}{K} \quad (\text{II-15})$$

en utilisant (II-15), on peut réécrire (II-14) sous la forme suivante :

$$\Delta p_w = \frac{1}{n/K_w - b(1-n)/K_s} \left(\frac{\Delta p - b \Delta p_w}{K} - \frac{(1-n)}{K_s} \Delta p \right) \quad (\text{II-16})$$

A partir de cette équation (II-16) le coefficient de Skempton pour l'essai de compression isotrope peut être donné sous la forme :

$$B = \frac{\Delta p_w}{\Delta p} = \frac{\left(\frac{1}{K} - \frac{(1-n)}{K_s} \right)}{\left(\frac{n}{K_w} - (1-n) \frac{b}{K_s} + \frac{b}{K} \right)} = \frac{C - (1-n)C_s}{nC_w + b(C - (1-n)C_s)} \quad (\text{II-17})$$

Nous avons évalué le coefficient B de Skempton, suivant les deux relations (II-5) et (II-17), sur la base des modules de compressibilité déterminés expérimentalement. Les résultats de cette étude sont donnés dans le tableau II.3-3.

Référence d'essai	Pression effectif initial	$B_{exp} = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3}$	$K_u = \frac{\Delta \sigma}{\varepsilon_v} (MPa)$	$K = \frac{\Delta \sigma - b \Delta u}{\varepsilon_v} (MPa)$	$B_{cal} = \frac{K_u - K}{b K_u}$ eq.II-5	$B_{cal} = \frac{C - (1-n)C_s}{nC_w + b(C - (1-n)C_s)}$ eq.II-17
S888-13d	0.5MPa	0,56	15508	9026	0,56	0,56
S888-16	0.5MPa	0,60	13006	7313	0,55	0,63
S888-20	0,5MPa	0,66	17639	9145	0,65	0,65
S888-13b	2MPa	0,50	17654	10895	0,55	0,55
S888-13c	5MPa	0,45	19155	12311	0,55	0,45
S888-13 e	10MPa	0,44	17678	11221	0,54	0,49

Tableau II.3-3 : Evaluation du coefficient B de Skempton

Les prédictions du coefficient B de Skempton obtenus par les deux équations sont très comparables avec celle mesurée expérimentalement, en moyenne les écarts restent faibles.

Ces résultats témoignent aussi de la qualité des mesures de déformation et de pression interstitielle évaluées au moyen de notre dispositif de mesure.

II.4. Essais de compression triaxiale

Les échantillons sont soumis à un champ de contrainte isotrope, en condition drainée, jusqu'à une valeur de pression donnée. Ensuite cette pression de confinement est maintenue constante, et la contrainte axiale est appliquée à vitesse de déplacement ou d'effort constantes jusqu'à la rupture (0.1 kN/s en effort, 10^{-6} s^{-1} en déformation). Deux séries d'essais ont été réalisées, l'une en condition drainée et l'autre en condition non drainée. Il est important de noter qu'il existe peu de travaux dans la littérature consacrés à la description de la réponse des roches en condition non drainée, et qu'il existe encore de nombreux points à éclaircir sur l'influence que peut avoir la surpression interstitielle sur la réponse mécanique, et sur l'initiation du phénomène de localisation des déformations.

Les essais triaxiaux drainés et non drainés ont été réalisés pour différents niveaux de contraintes de confinement comprises entre 7 et 50 MPa. Au moins deux essais pour chaque confinement, ont été réalisés pour évaluer leur répétabilité. Les résultats des essais triaxiaux sont présentés et analysés dans les plans $(\sigma_1 - \sigma_3, \varepsilon_{ax}, \varepsilon_{rad}$ et $\varepsilon_{vol})$ pour les courbes de cisaillement, $(\varepsilon_{vol}, \varepsilon_{ax})$ pour la déformation volumique, et (u, ε_{ax}) pour le chemin de la surpression interstitielle dans le cas des essais non drainés.

II.4.1. Essais drainés

L'étude du comportement drainé du grès de Fontainebleau a été menée dans le but de déterminer les caractéristiques de comportement de ce matériau, en termes de rigidité, de comportement volumique (contractance, dilatance) et de mode de rupture. Des cycles de déchargement – rechargement ont été effectués à différents niveaux de la contrainte axiale pour la détermination des caractéristiques élastiques.

II.4.1.1. Résultats et interprétation des essais

Les essais de compression triaxiale drainés ont été effectués à des pressions de confinement effectives de 7, 14, 28, 40 et 50 MPa. Notons que la contre-pression appliquée dans ces essais est de 2 MPa et que tous les échantillons ont été saturés à une faible pression effective initiale de 0.5 MPa afin d'assurer la saturation de la globalité de l'espace poreux interconnecté.

Les figures II.4-1(a)-(e) présentent, pour quelques essais drainés représentatifs de chaque pression de confinement, les déformations axiales, radiales et volumiques en fonction de la contrainte déviatorique $\sigma_1 - \sigma_3$. Nous présentons dans l'annexe I l'ensemble des résultats expérimentaux obtenus. Comme nous pouvons le voir sur la figure II.4-2, une bonne répétabilité est assurée en terme de contrainte et de déformation pour deux essais à 14 MPa de pression de confinement, les courbes de cisaillement correspondant aux deux essais sont pratiquement confondues.

Les courbes de cisaillement présentées sur les figures II.4-1(a)-(e) mettent en évidence le comportement fragile de ce matériau et le rôle joué par la pression de confinement sur la réponse de ce matériau.

Dans la figure II.4-3, on observe que le niveau de contrainte de confinement appliqué a une influence significative sur la valeur du pic de résistance ainsi que sur le comportement volumique : la valeur du pic de résistance au cisaillement augmente avec la pression de confinement, et la déformation axiale pour laquelle le pic apparaît augmente également avec la pression de confinement ; les déformations volumiques contractantes sont d'autant plus importante que la contrainte de confinement est plus forte.

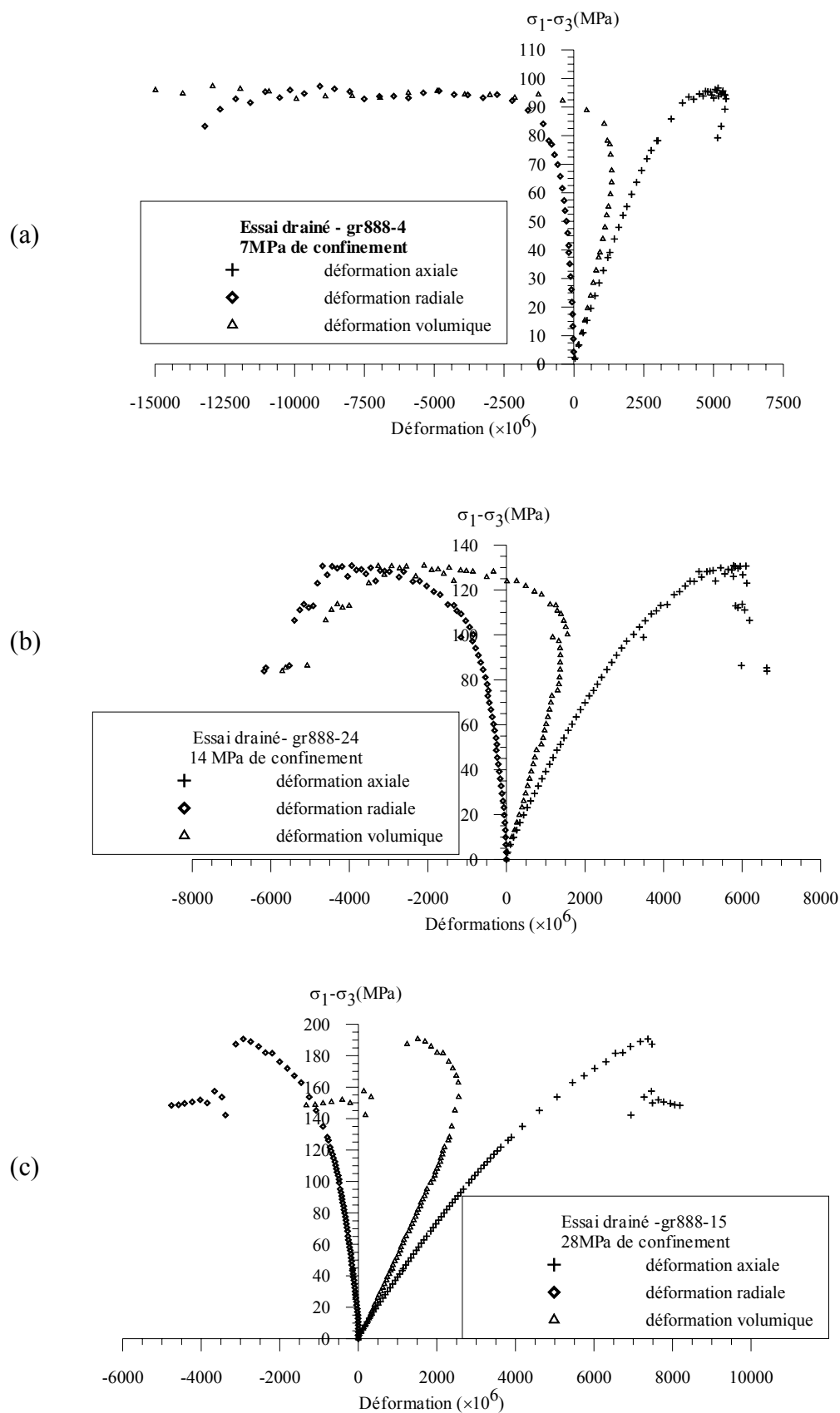
Les pentes initiales des courbes contraintes - déformations sont sensiblement identiques. Au-delà, les échantillons présentent un comportement axial plus rigide à plus forte pression de confinement. Concernant l'évolution de la déformation volumique, la transition contractance – dilatance, est d'autant plus tardive que le confinement est fort.

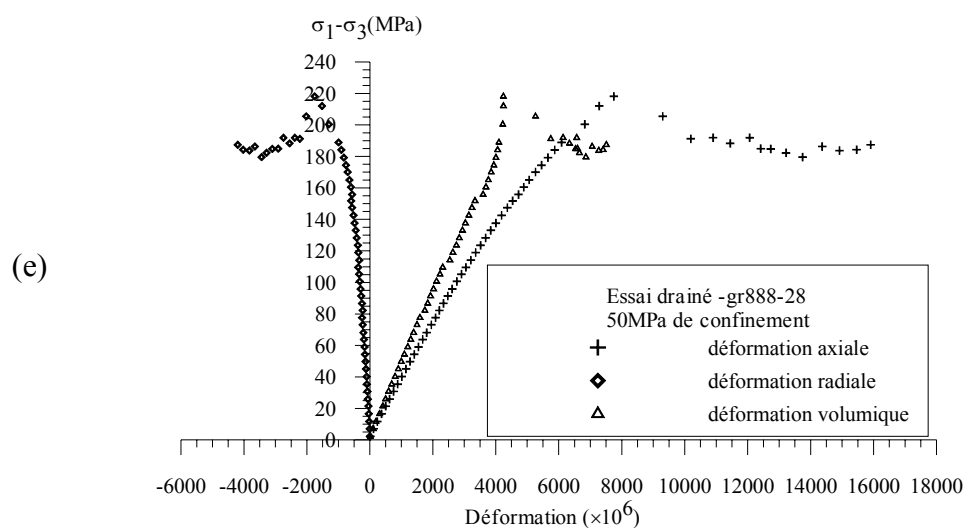
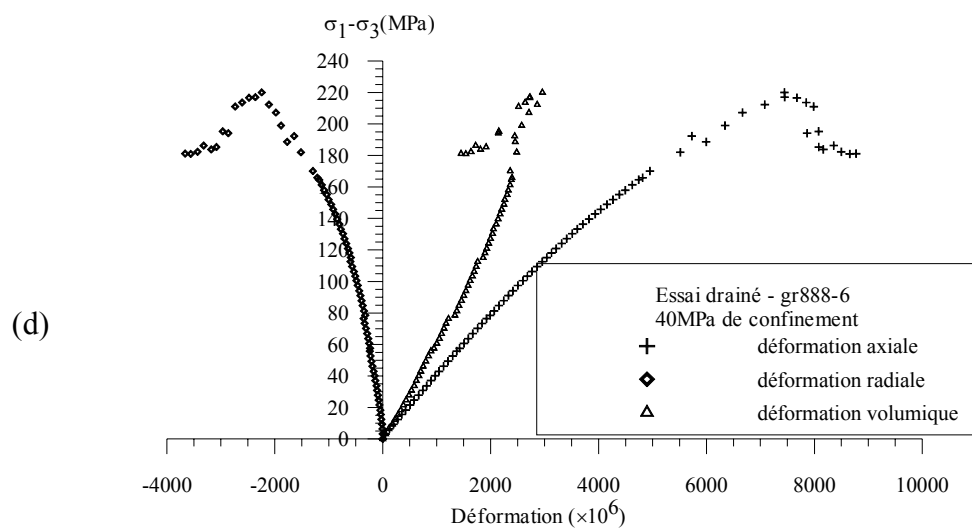
Des cycles de déchargement de la contrainte axiale jusqu'à l'état hydrostatique, suivi d'un rechargement sont effectués pour différents niveaux de contrainte axiale. La figure II.4-4 montre un résultat typique de l'évolution de ces cycles. On observe que les cycles de déchargement - rechargement forment des boucles d'hystérésis, plus marqués en déformation radiale qu'axiale et d'autant plus importantes que le niveau de contrainte initiale est plus fort. Les cycles montrent également l'existence de déformations irréversibles et une diminution des modules sécants au fur et à mesure du chargement.

Les modules élastiques E , G , K et ν ont été déterminé à partir de ces cycles de déchargement - rechargement. Ces cycles ont permis de quantifier l'endommagement du matériau qui se traduit par la diminution des modules élastique sécants.

L'ensemble des caractéristiques obtenus des cycles pour l'ensemble des essais sont résumés dans le tableau III.3-1 du chapitre III. Les modules élastiques déterminés à partir

de ces cycles ont servi par la suite à l'étalonnage du modèle de comportement de ce matériau.





Figures II.4-1(a)-(e) : Essais déviatoriques drainés pour différents confinements

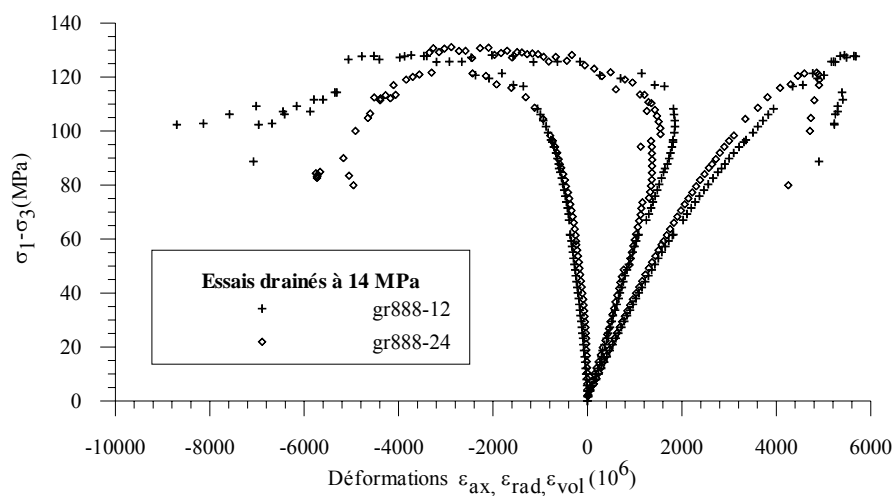


Figure II.4-2 : Essai de répétabilité à 14 MPa

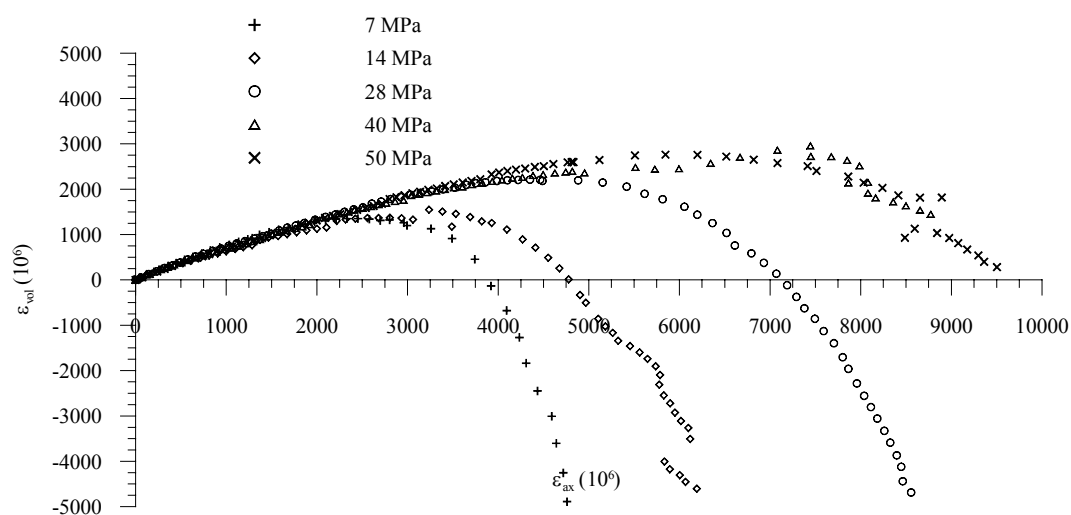
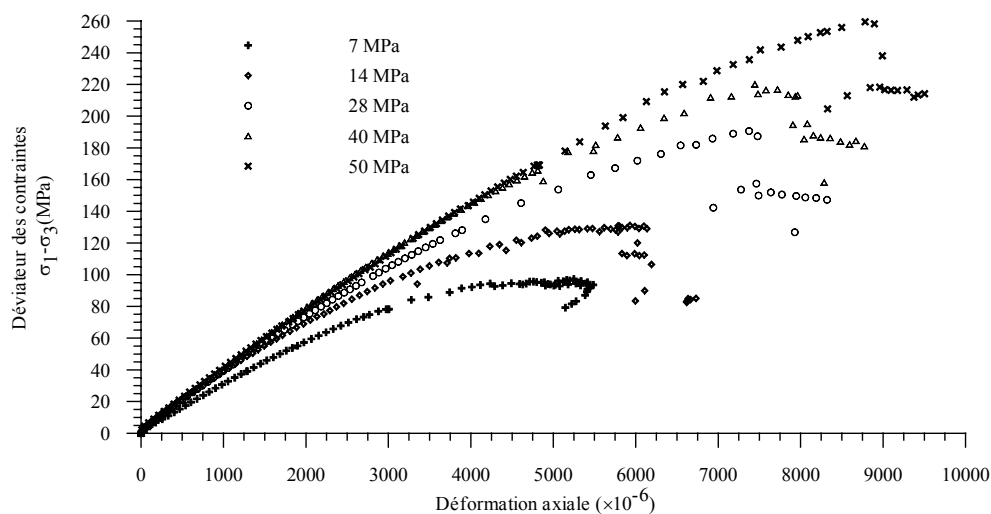


Figure II.4-3 : Essais de cisaillement triaxial drainés à différents confinements

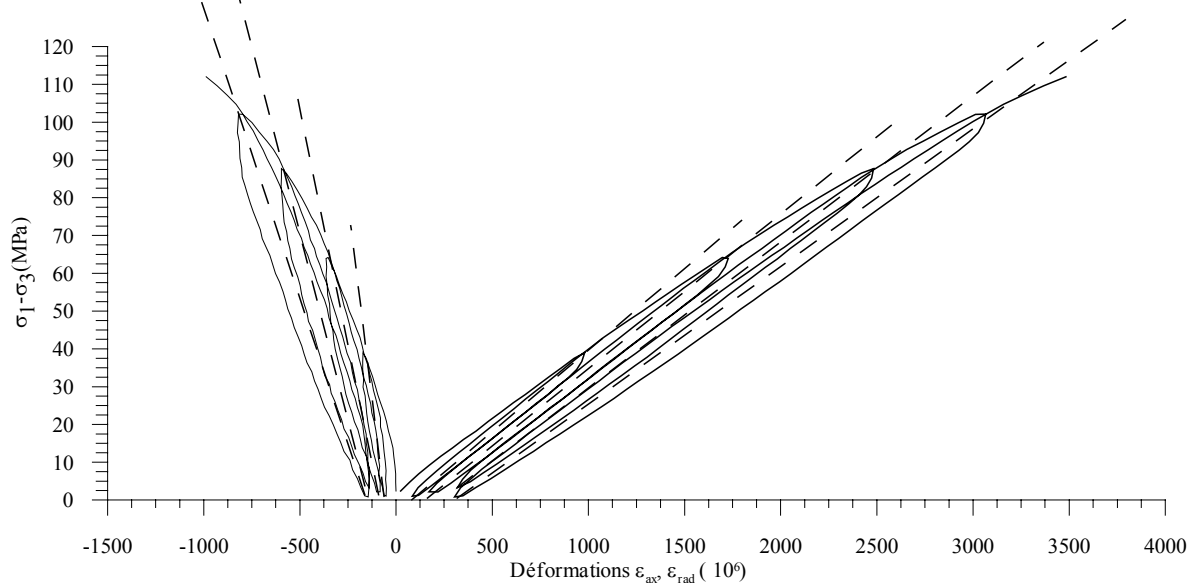


Figure II.4-4 : Essai de compression triaxial drainé avec cycles – confinement de 14 MPa

L'orientation des bandes de cisaillement est mesurée directement sur les échantillons après injection par une résine d'époxy, découpe et surfacer (voir figure II.4-5).

Le tableau II.4-1 donne les orientations des bandes mesurées sur les éprouvettes injectées par rapport à la direction de contrainte principale mineure (direction radiale). Ces résultats montrent que l'angle de bande de cisaillement diminue quand la valeur de la pression de confinement augmente (figure II.4-6). Ce résultat est conforme aux observations de Papamichos (1992), Bésuelle (1999) et El Bied (2000) ;

Pression de confinement (MPa)	Orientation des bandes de cisaillement - essais drainés
7	70°
14	63°
28	62°
40	60° - 57°
50	54°

Tableau II.4-1 : Orientation des bandes de cisaillement – essais drainés

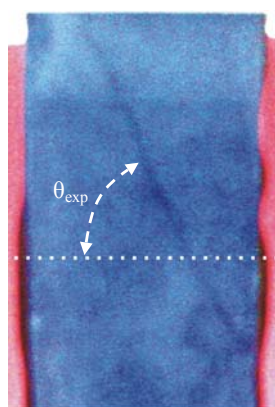
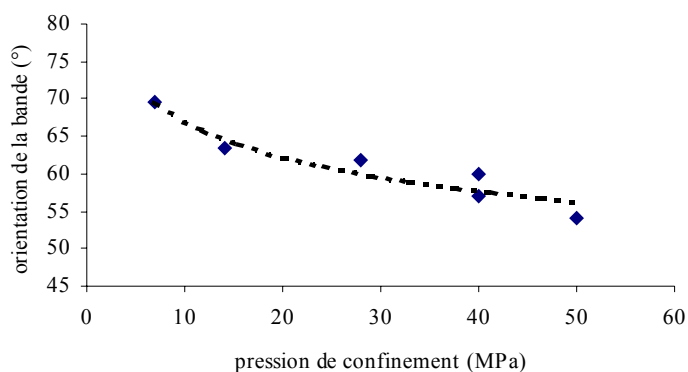


Figure II.4-5 : Exemple de bande observé cisaillement sur échantillon injecté de résine d'époxy



FigureII.4-6 : Orientation des bandes de en fonction de la pression de confinement

II.4.1.2. Détection de la localisation

Le seuil de localisation est la déformation qui marque la transition d'un mode de microfissuration diffuse dans tout l'échantillon à un mode de microfissuration localisée. Ce seuil de localisation constitue le véritable point d'initiation de la rupture. La détection expérimentale de ce seuil de la localisation se traduit par la perte de l'homogénéité du champ des déplacements à l'échelle macroscopique, due à la concentration des microfissures dans une bande et l'apparition des premières microfractures inclinées par rapport à la verticale.

De nombreuses méthodes expérimentales ont été utilisées pour la détection de la localisation des déformations (Santarelli 1990). Parmi ces différentes méthodes, la plus simple consiste à multiplier le nombre de capteurs de mesure de déformations, ces capteurs peuvent être des jauges d'extensométrie (Haied 1997 ; El Bied 2000), des capteurs de déplacement type « cantilever » utilisés par Santarelli (1987), voir même des capteurs de déplacements type « LDT » utilisés par Besuelle (1999). On compare alors leur évolution respective au cours de l'essai. Dans nos essais axisymétriques, la détection de la localisation est effectuée à l'aide des capteurs LVDT internes décrits au paragraphe II.1.3.5. Les échantillons ont été instrumentés par ces capteurs, au nombre de six, qui sont disposés comme suit (figure II.4-7) :

- deux capteurs LVDT placés de part et d'autre d'un diamètre de l'échantillon qui mesurent le déplacement axial en deux points
- quatre capteurs LVDT placés à mi – hauteur de l'éprouvette, perpendiculairement à quatre génératrices diamétralement opposés deux à deux. Ils mesurent le déplacement radial en quatre points. Chaque paire de LVDT assure la mesure de la déformation le long de deux lignes diamétrales perpendiculaires.

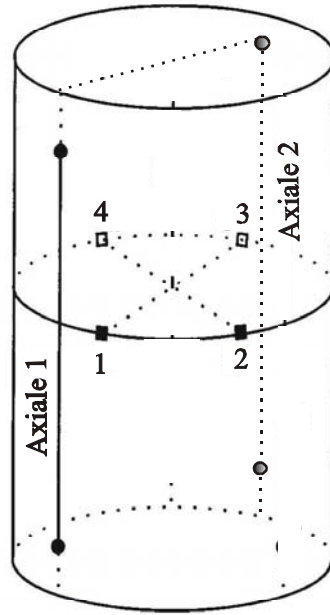


Figure II.4-7 : Disposition des capteurs internes autour de l'échantillon.

Nous présentons sur les figures II.4-10 (a)-(e) les résultats des différents seuils détectés dans nos essais, pour chaque confinement. Sur la base de ces résultats, nous avons déterminé les niveaux de contraintes correspondants ; seuil de perte de linéarité des courbes contraintes-déformations noté A, seuil de dilatance noté C et seuil de localisation noté C. Ces différents seuils sont illustrés sur la courbe d'effort – déformation axiale par les points A, B et C respectivement. On résume dans le tableau II.2-4 l'ensemble des résultats obtenus sur les différents essais.

Il est important de souligner que dans notre étude c'est la perte d'homogénéité des champs de déformation radiaux et axiaux qui est considérée comme critère expérimental d'apparition de la localisation. Santarelli (1990) a utilisé avec succès cette technique dans l'essai triaxial de révolution en comparant les déformations radiales mesurées dans deux directions orthogonales. Le seuil de localisation est alors supposé correspondre à la perte de linéarité de cette courbe. Notons que d'autres auteurs tels que Haied et al (1997) et Bésuelle (1999) ont utilisés le même procédé expérimental basé sur la comparaison entre des mesures multiples de déformation. A partir des travaux de Bésuelle (1999), nous avons choisi comme indicateur de localisation la divergence de la courbe de la différence des déformations radiales et axiales suivant les différentes directions. Cette différence reste linéaire par rapport à la déformation axiale, même dans le cas où le matériau

présente une anisotropie. Par contre, au point d'apparition de la localisation, cette linéarité est perdue.

Notons que dans la littérature, le seuil de localisation des déformations dans les roches a été toujours observé avant le pic et ce pour des valeurs comprises entre 60 et 99% de la contrainte de pic. Santarelli (1990) explique une telle dispersion par la grande variété des roches et des techniques utilisées pour la détermination de ce seuil.

Nous avons représenté les différents seuils déterminés sur la déformation par les points A, B, C¹ et C², où C¹ et C² représentent respectivement le seuil de la localisation radiale et axiale, que nous avons reporté sur les courbes contraintes-déformations correspondantes.

A partir des résultats obtenus présentés dans le tableau II.4-2, quelques remarques importantes peuvent être formulées :

Les points de perte de linéarité des courbes contraintes-déformations (A), pour différentes pressions de confinement, interviennent à des niveaux de contraintes entre 38 et 48% des contraintes au pic et à des déformations relativement basses de l'ordre de 30% des déformations au pic de contrainte. Ce seuil (A) est systématiquement inférieur au seuil de dilatance (point B), et se situe également en dessous du seuil de perte d'homogénéité des déformations radiales et axiales (points C¹ et C²). L'apparition de cette perte de linéarité intervient sensiblement en même temps dans le cas des déformations axiales et radiales.

Le seuil de dilatance noté (B) apparaît à un niveau de contrainte qui se situe entre 70 et 80% de la contrainte au pic. On note également que ce seuil de dilatance est souvent confondu avec le seuil de perte d'homogénéité des déformations radiales (point C¹).

En ce qui concerne le seuil de localisation, correspondant à la perte d'homogénéité du champ des déformations axiales ou radiales, il intervient à un niveau de contrainte situé entre 70 et 95% de la contrainte au pic. Le seuil de détection radiale (point C¹), apparaît généralement plus tôt que le seuil de détection axiale. Ceci peut s'expliquer par le développement en premier des microfissures dans la direction verticale. L'observation que le point de détection radiale est souvent confondu avec celui du seuil de dilatance, rejoint les observations de plusieurs auteurs, tels que Brace et al (1966), Bieniawski (1967) et Paterson (1978). Rappelons que Bieniawski (1967) décrit le seuil de dilatance (point B) comme le véritable point d'instabilité de la rupture.

Comparé aux résultats trouvés par El Bied (2000) sur la même roche à la même porosité et à l'état sec, où les échantillons ont été instrumentés avec des jauges, le seuil de

localisation observé dans nos essais est détecté plus tôt que celui observé dans le cas d'échantillon sec. Cette différence peut s'expliquer par le choix du critère de localisation et essentiellement par la présence de l'eau qui conduit à une diminution de la résistance à la propagation des fissures comme cela a été indiqué auparavant par Boozer et al (1963), Merritt et al (1969), Bésuelle (1999), Baud et al (2000).

σ'_3 initiale	$\sigma_1 - \sigma_3$ au pic (MPa)	ε_{ax} (10^6)	P'_{pic} (MPa)	Détection de la perte de linéarité (A)			Détection du seuil de dilatance (B)			Détection de la localisation (déformation radiale) (C^1)			Détection de la localisation (déformation axiale) (C^2)		
				$(\sigma_1 - \sigma_3)^A$ (MPa)	ε_{ax}^A (10^6)	P' (MPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3)^B$ (MPa)	ε_{ax}^B (10^6)	P' (MPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3)^{C1}$ (MPa)	ε_{ax}^{C1} (10^6)	P' (MPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3)^{C2}$ (MPa)	ε_{ax}^{C2} (10^6)	P' (MPa)
7	97.5	5123	39,50	47,00	1523	20,33	78,00	2959	30,67	78,00	2959	30,67	87,95	3742	33,98
14	129.6	5608	57,20	54,43	1550	27,48	100,05	3539	42,68	100,05	3539	42,68	113,01	4525	47,00
14	132.4	6018	58,13	52,96	1441	26,99	101,95	3274	43,32	101,95	3274	43,32	119,95	4465	49,32
28	190.6	7374	91,53	79,86	2150	45,29	152,48	5060	69,49	133,42	4177	63,14	141,04	4500	65,68
28	194.6	8613	92,87	68,11	2036	41,37	136,22	4500	64,07	161,52	5760	72,51	161,52	5760	72,51
40	219.9	8893	113,30	81,36	2434	53,79	189,11	6771	89,70	182,52	6579	87,51	182,52	6579	87,51
40	221.8	7594	113,93	84,28	2154	54,76	159,70	4773	79,90	inexploitable			192,97	6059	90,99
50	259.5	8782	136,50	103,80	2781	67,93	199,82	5846	99,94	199,82	5846	99,94	199,80	7511	114,64
50	222	8263	124,00	99,90	2763	66,63	182,04	5799	94,01	199,80	6827	99,93	199,80	6827	99,93

Tableau II.4-2 : détection des événements sur les mesures de déformation

La figure II.4-8 illustre l'évolution du rapport entre les déviateurs de contrainte au seuil de localisation et au pic en fonction de la pression de confinement. Elle montre que dans l'intervalle de pression de confinement étudié, le seuil de localisation ne semble pas dépendre de la pression de confinement.

De la même manière, nous avons représenté dans la figure II.4-9 le niveau de déformation axiale au seuil de localisation et au pic de la résistance. Celles-ci montrent que ces déformations critiques augmentent avec la contrainte confinement.

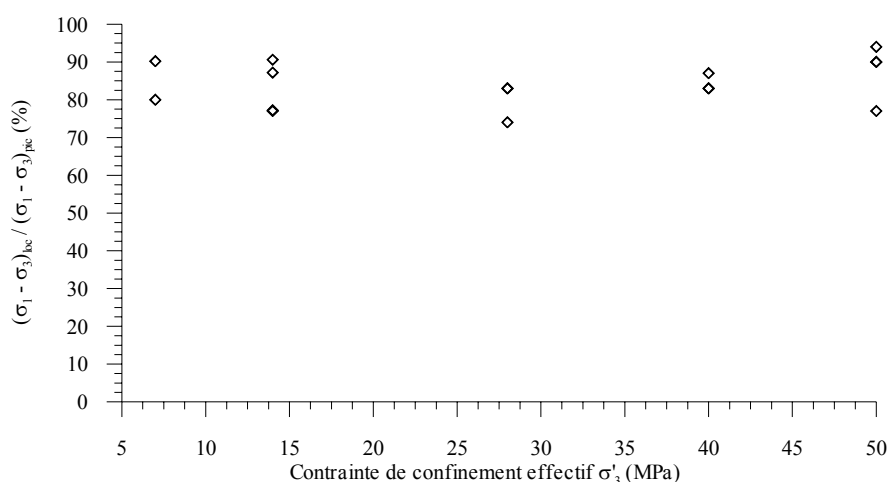


Figure II.4-8 : Variations des seuils de localisation en fonction de la pression de confinement

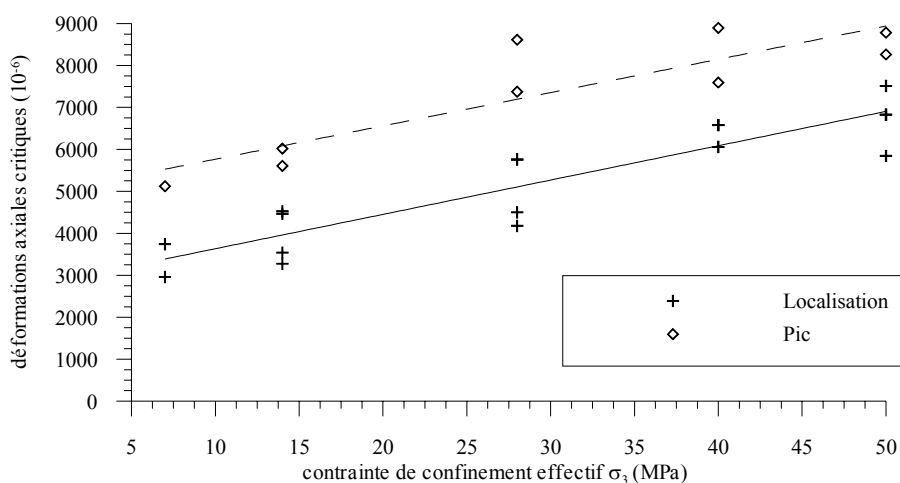
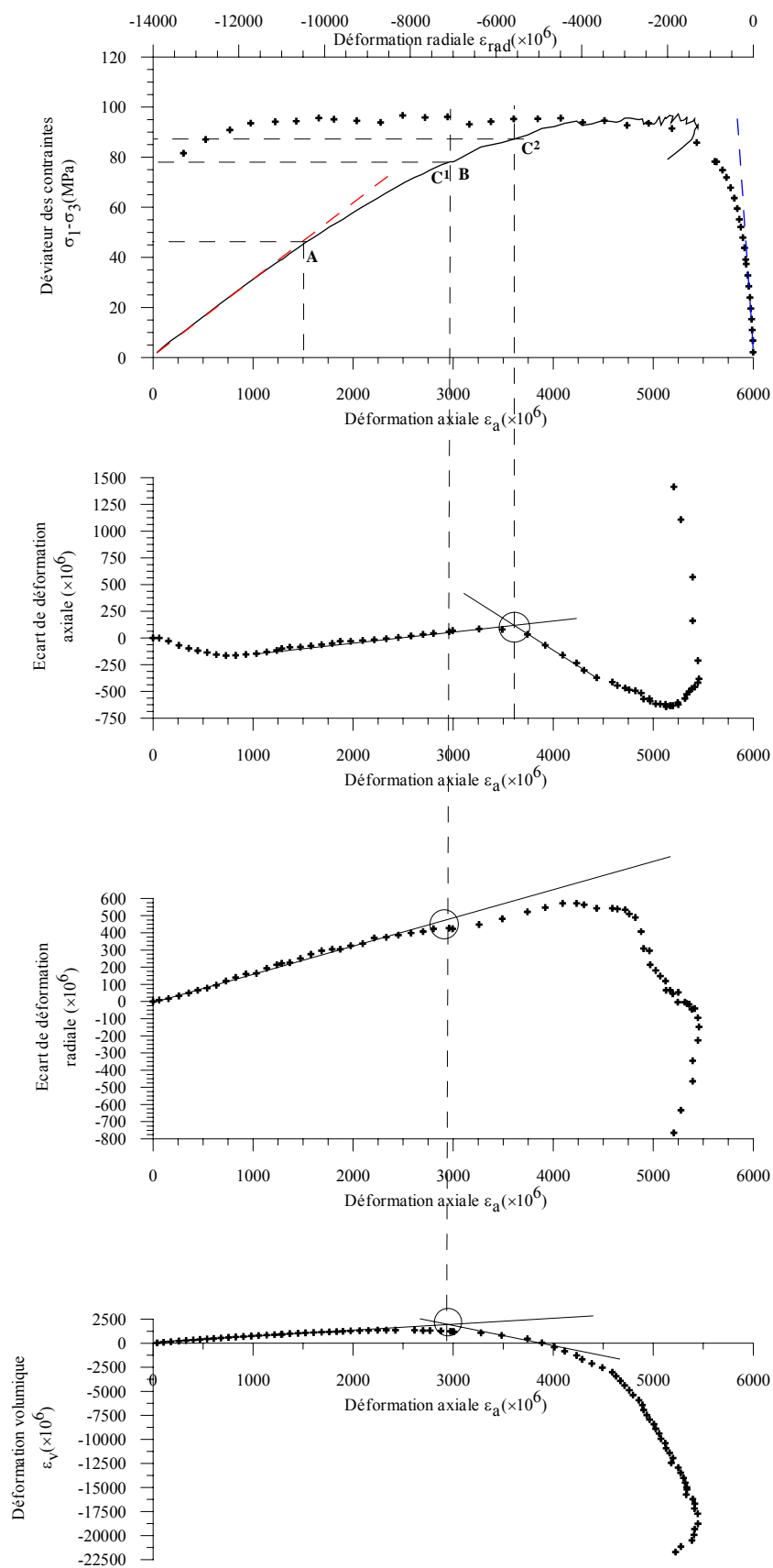


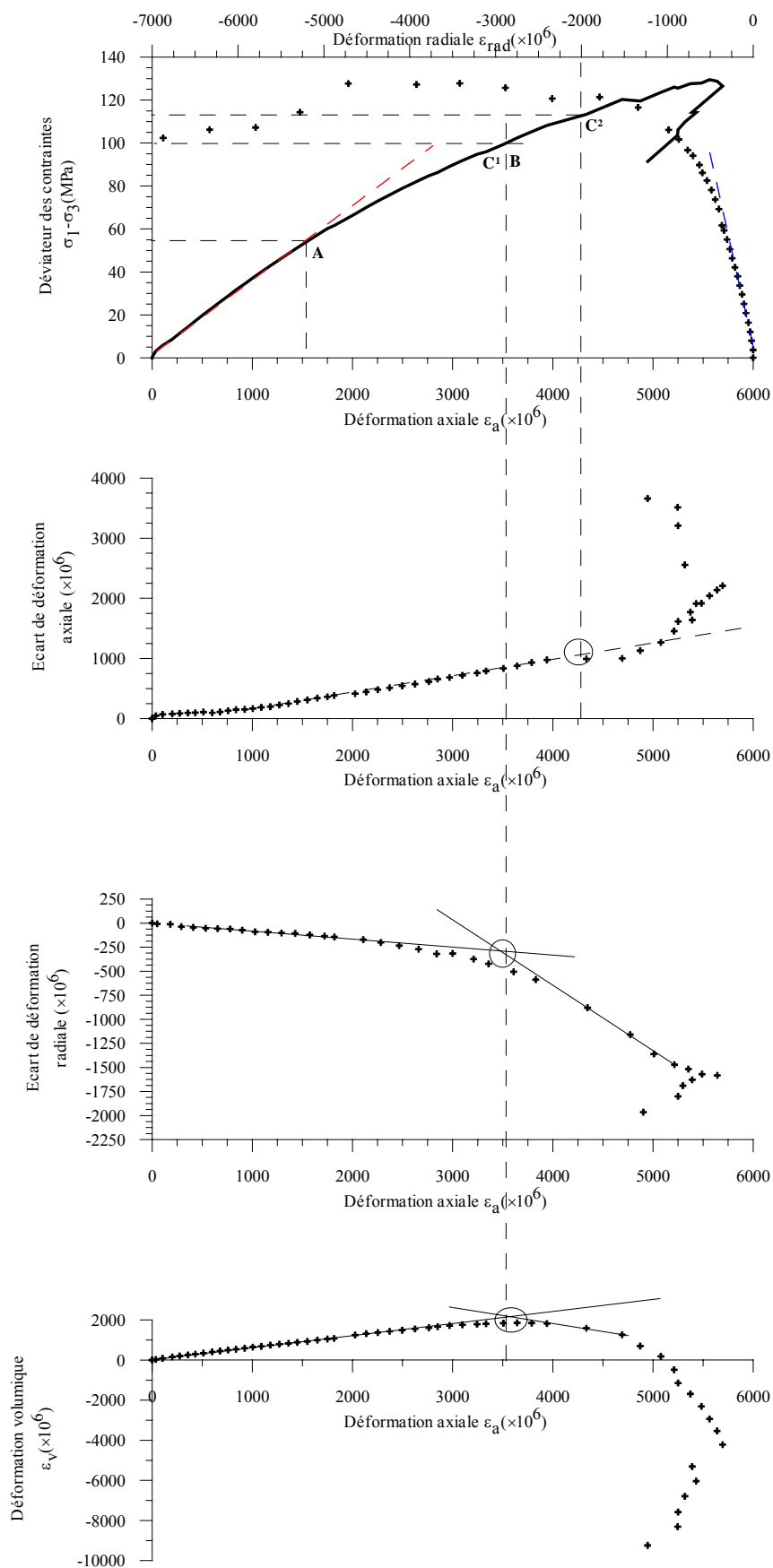
Figure II.4-9 : Déformations axiales aux pics et aux seuils de localisation en fonction de la pression de confinement

Figures II.4-10 (a) – (e)

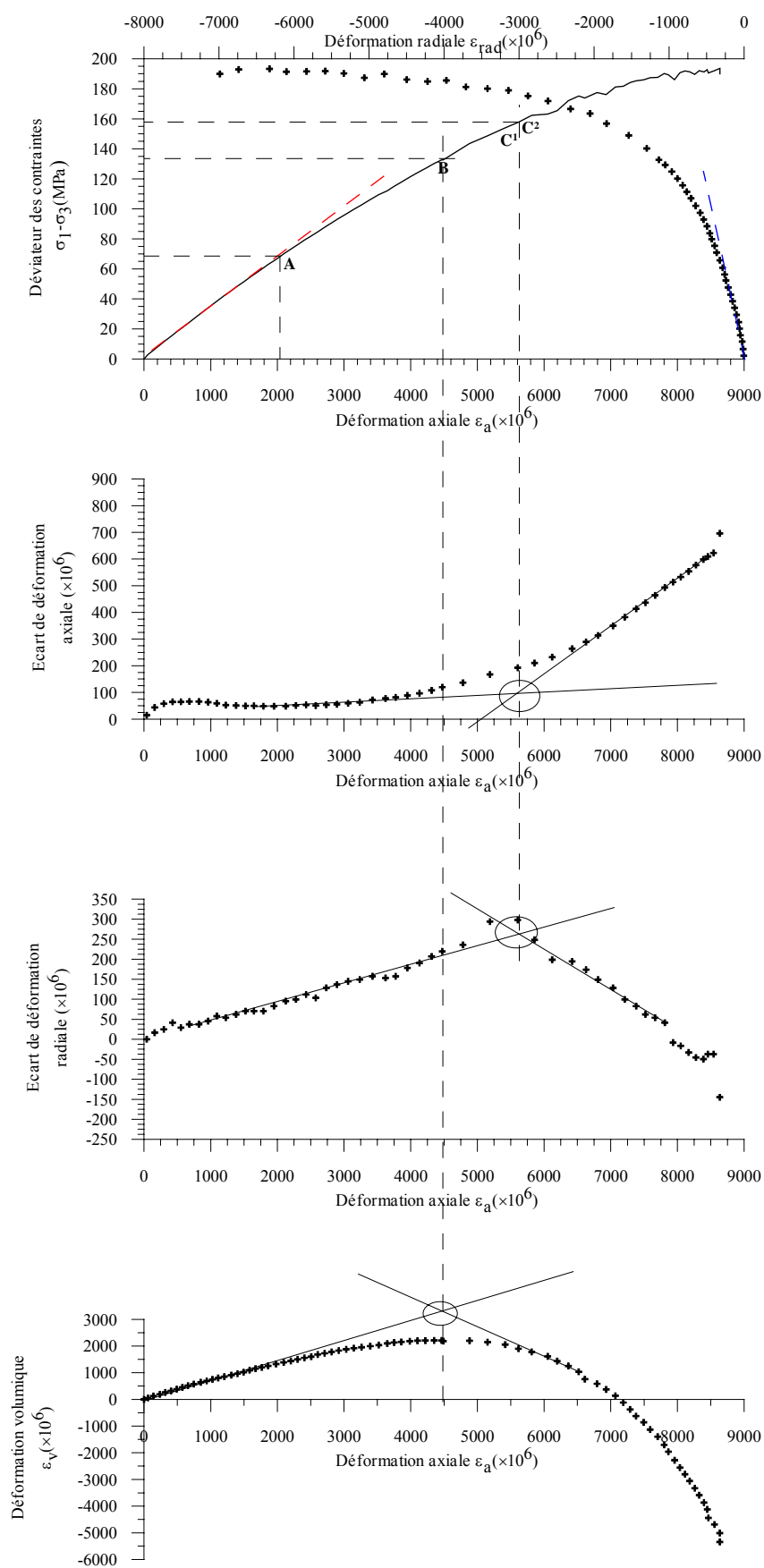
(a) 7MPa –gr888-4



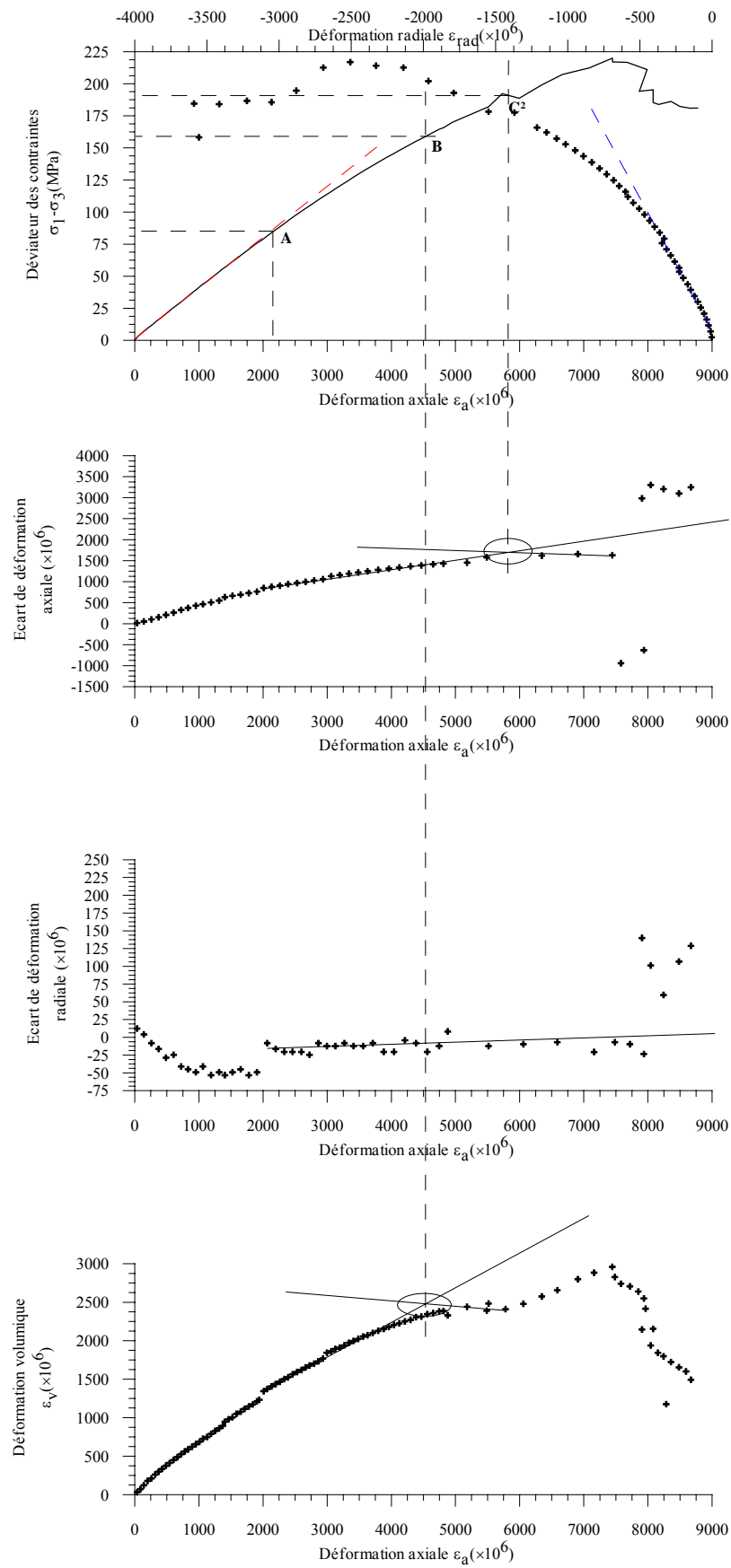
(b) 14MPa – gr888-12



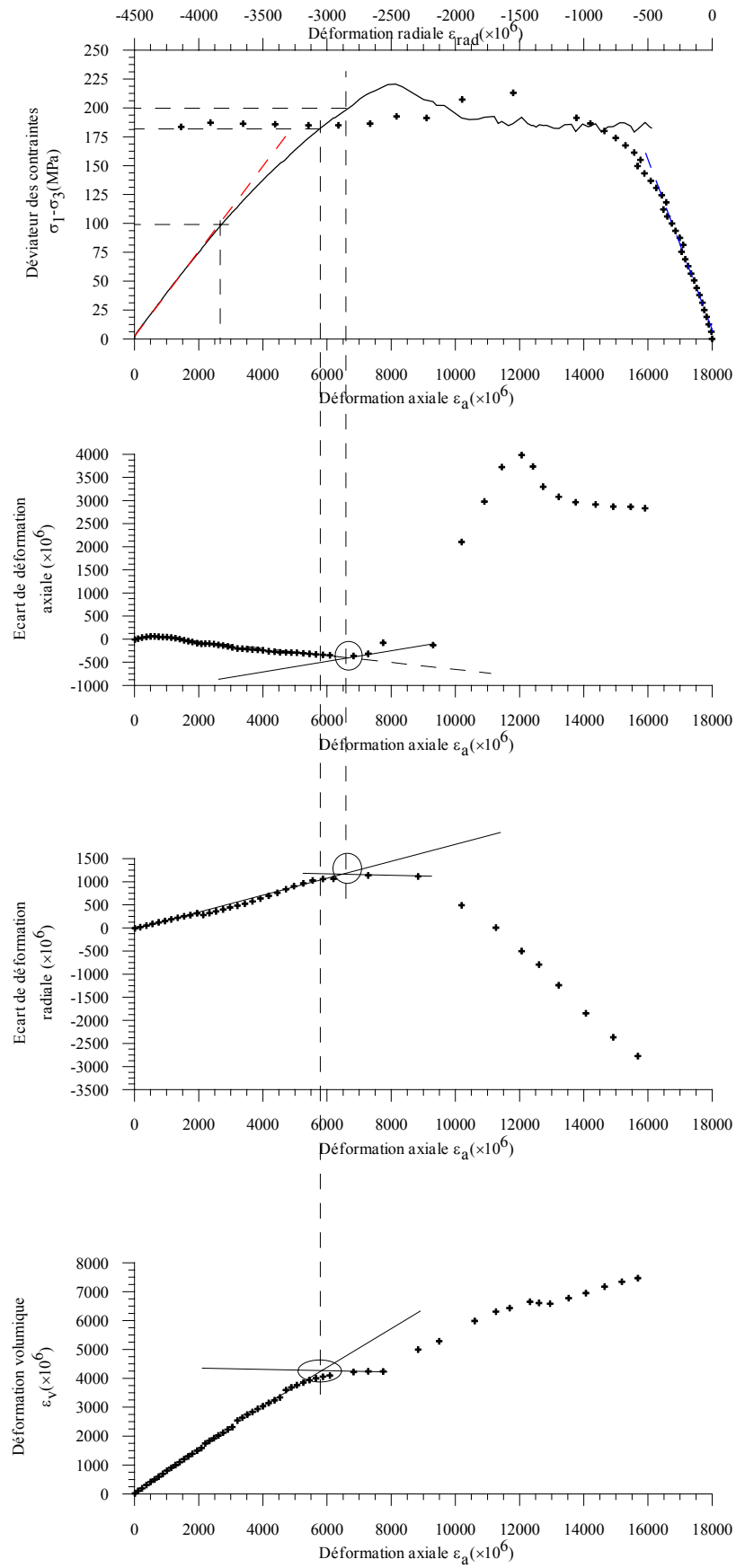
(c) 28MPa – gr888-19



(d) 40MPa – gr888-6



(e) 50MPa – gr888-28



II.4.2. Essais non drainés

Ces essais ont été réalisés dans le but d'étudier le comportement non drainé du matériau sous l'application d'un chargement déviatorique et plus particulièrement la variation de la pression interstitielle et son impact sur le comportement de ce matériau en terme de rupture et de détection de la localisation. De la même manière que pour les essais drainés, des cycles de déchargement – rechargement ont été effectués à différents niveaux de la contrainte axiale. Les caractéristiques élastiques déterminés sur ces cycles sont représentés dans le tableau III.3-2 du chapitre III.

II.4.2.1. Résultats et interprétation des essais

Les essais de compression triaxiale non drainés ont été effectués aux mêmes pressions de confinement effectives que pour les essais drainés (7, 14, 28, 40 et 50 MPa). Les conditions initiales, en terme de saturation et de mise en confinement, sont les mêmes que celles utilisées dans les essais drainés.

Les figure II.4-11(a)-(e) présente les résultats obtenus pour les différents confinements. Nous présentons pour chaque essai les courbes contraintes déviatoriques ($\sigma_1 - \sigma_3$) en fonction des déformations (ϵ_{ax} , ϵ_{rad} , ϵ_{vol}) ainsi que la variation de la pression interstitielle (u) en fonction de la déformation axiale (ϵ_{ax})

On constate que les réponses en déformation ont la même allure que celles obtenues dans un essai drainé, à savoir un comportement de type fragile et dépendant du niveau de la pression de confinement. Comme nous pouvons le voir sur les figures II.4-11 (a)-(e), et en accord avec les résultats obtenus en conditions drainées, la contrainte de confinement a pour effet d'augmenter la résistance au cisaillement. En ce qui concerne la réponse en déformation volumique, elle est essentiellement dilatante à faible pression de confinement. A forte pression de confinement (28, 40, et 50MPa), elle présente une phase initiale de contractance d'autant plus importante que la pression de confinement est plus forte. Comparés aux résultats des essais drainés, le comportement volumique en non drainé est moins contractant, à cause de la pression interstitielle générée.

La réponse en pression interstitielle est conforme à la variation de la déformation volumique : elle augmente en régime contractant et diminue en régime dilatant. Le maximum de surpression interstitielle croît avec la pression de confinement (fig II.4-12).

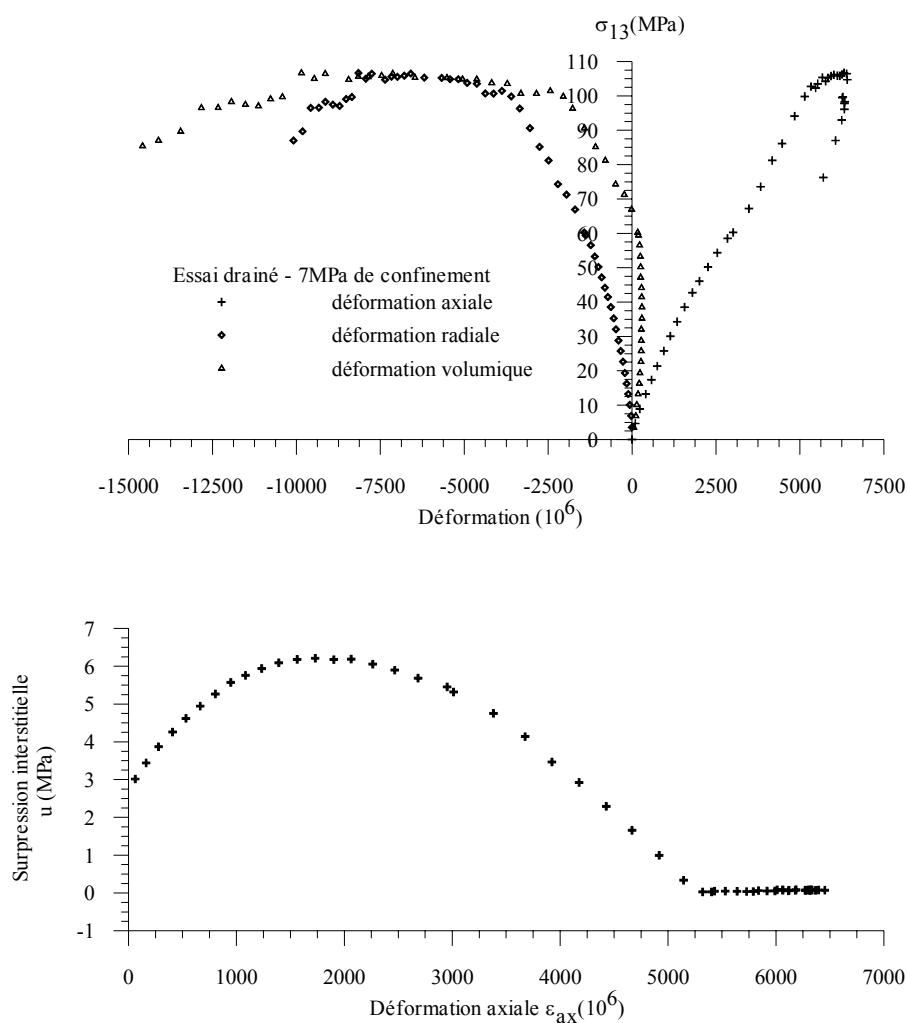
Sur la figure II.4-13 on représente le maximum des surpressions interstitielles en fonction de la pression de confinement pour l'ensemble des essais non drainés. Elle montre que dans l'intervalle de pressions de confinement étudié (0 à 50 MPa), le pic de la surpression interstitielle obéit à une loi de type linéaire. Les variations des pics des surpressions interstitielles dans les essais réalisés peuvent être décrites par la relation :

$$\Delta u_{\max} (MPa) = 0.39\sigma'_3 (MPa) + 1.02$$

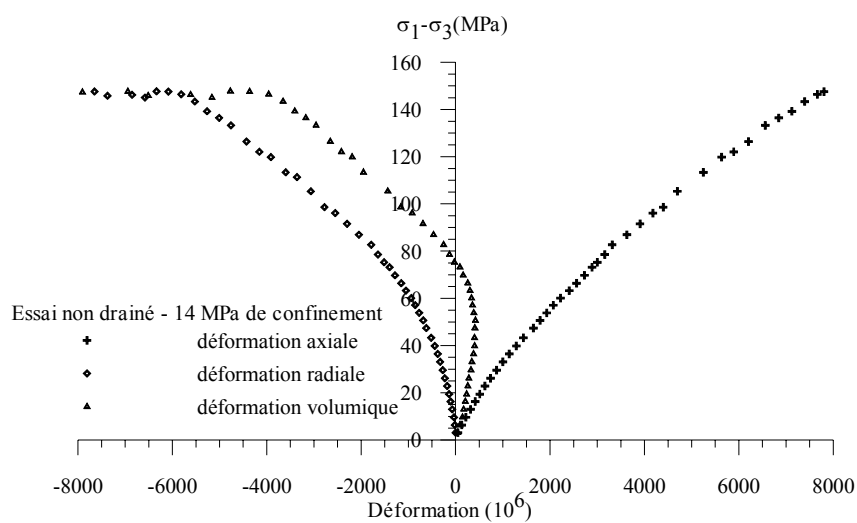
Concernant l'évolution de la surpression interstitielle au cours de l'essai, après une augmentation au début, celle-ci décroît fortement dans des essais à faible pression de confinement (7 et 14 MPa). Elle devient inférieure à la contre pression initiale et atteint une valeur d'environ -50 kPa, pour l'essai à 7 MPa de confinement, à une déformation axiale correspondant au pic de résistance. L'essai de répétabilité à 7MPa de confinement confirme cette observation (voir annexe I). Notons que cette pression finale entre dans l'intervalle d'imprécision des mesures de notre micro-capteur de pression interstitielle qui est égale à 70 kPa. Mais à ce niveau de pression négative, proche de la pression atmosphérique (-100 kPa), on peut penser que c'est un phénomène de cavitation qui s'est produit. Ce phénomène est souvent observé dans le cas des sables denses testés sous les mêmes conditions et rarement discuté dans le cas des roches. Il se traduit par la vaporisation de l'eau interstitielle à cause de la forte dilatance qui se produit dans l'échantillon. Des observations expérimentales de ce phénomène dans les roches granulaires, ont été rapportées par Tie et al (1988) dans le cas d'un grès sollicité à faible pression de confinement.

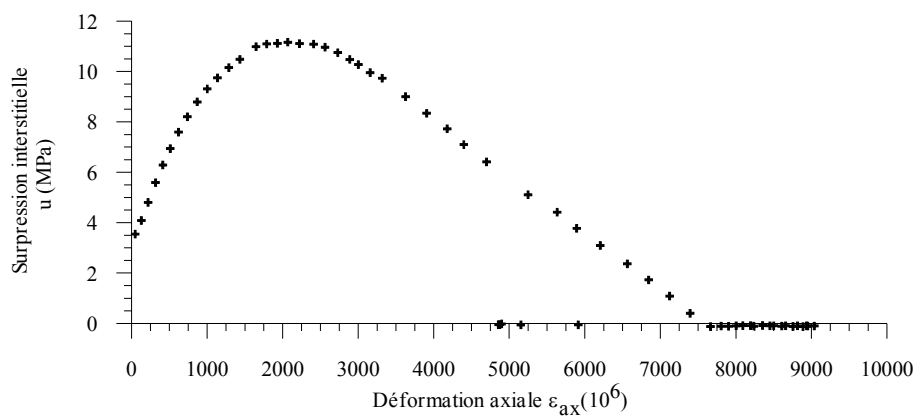
Dans les essais à forte contrainte de confinement, la surpression interstitielle décroît pour atteindre une pression positive qui est d'autant plus élevée que le confinement est élevé.

Figures II.4-11(a)-(e) : Essais déviatoriques drainés pour différents confinements

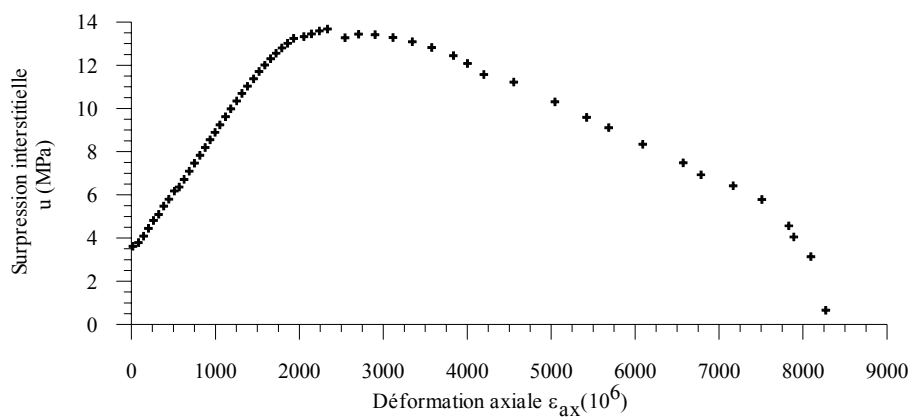
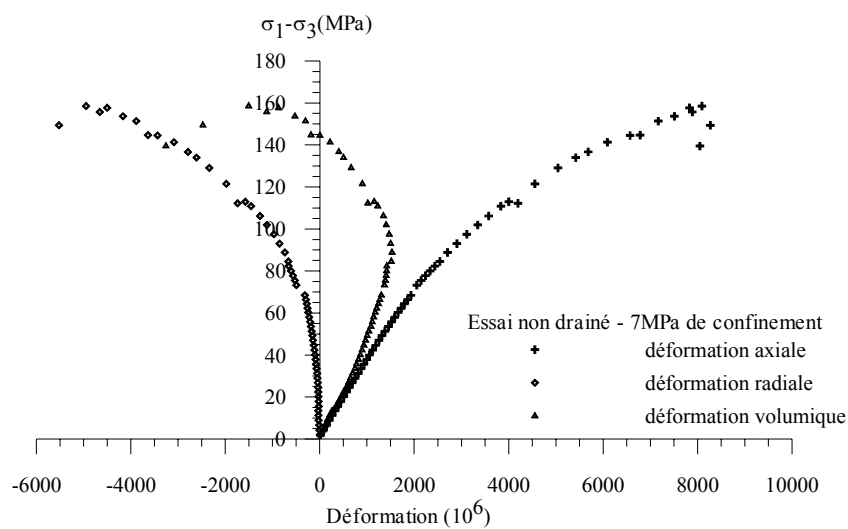


(a) – 7 MPa – gr888-27

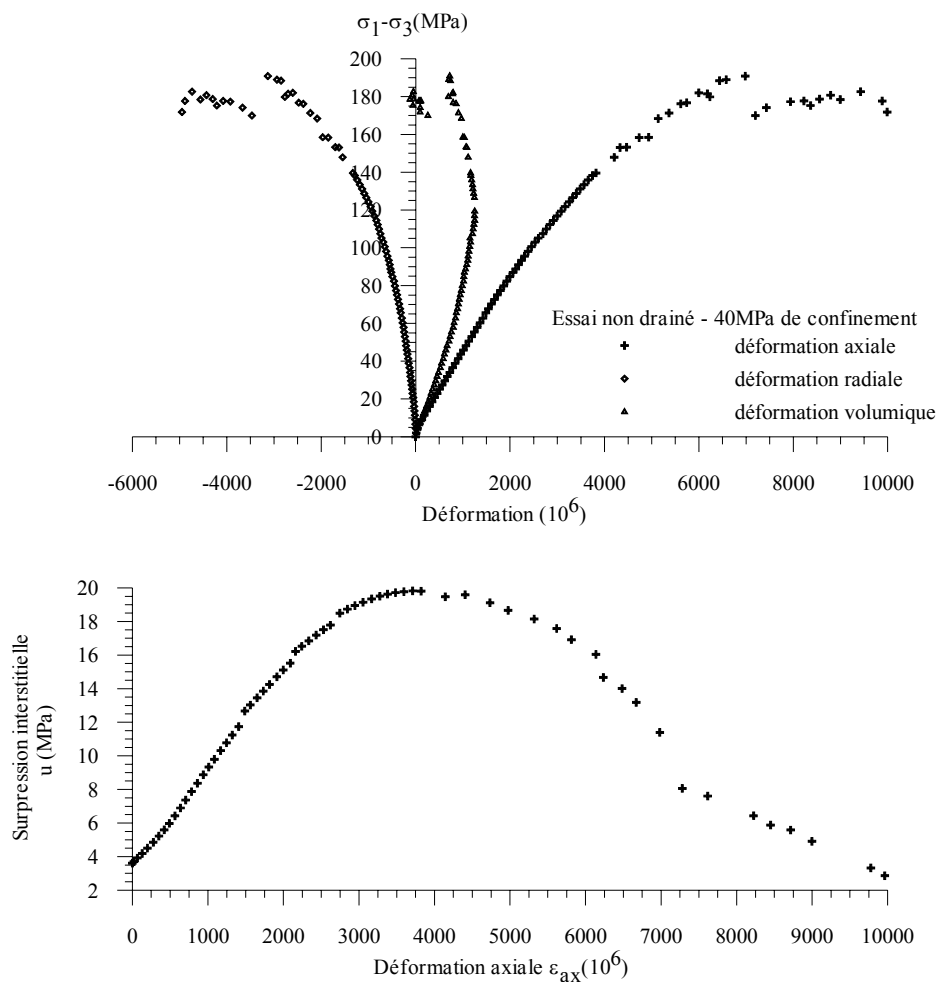




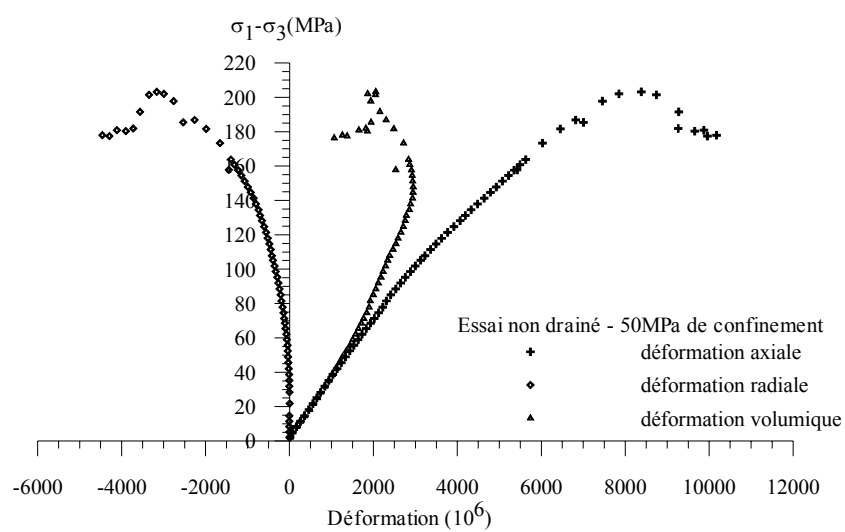
(b) – 14 MPa – gr888-22



(c) – 28 MPa – gr888-17



(d) – 40 MPa – gr888-16



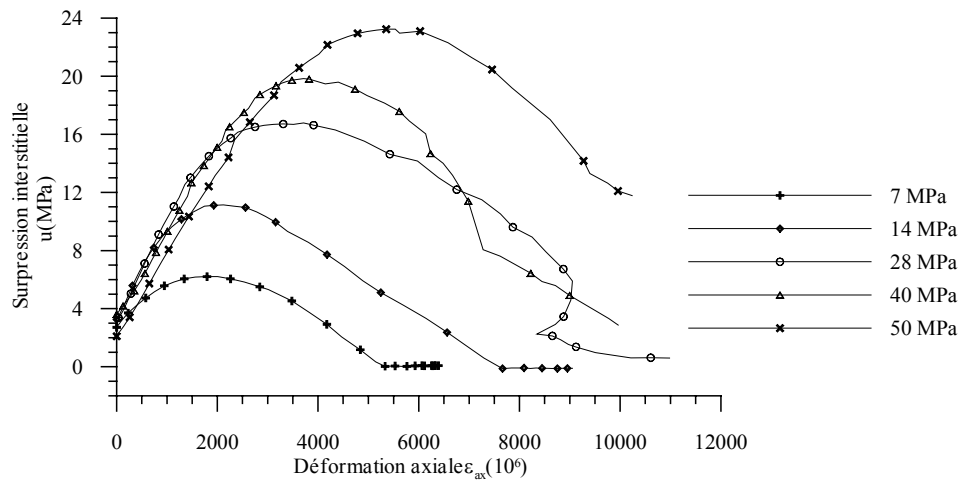
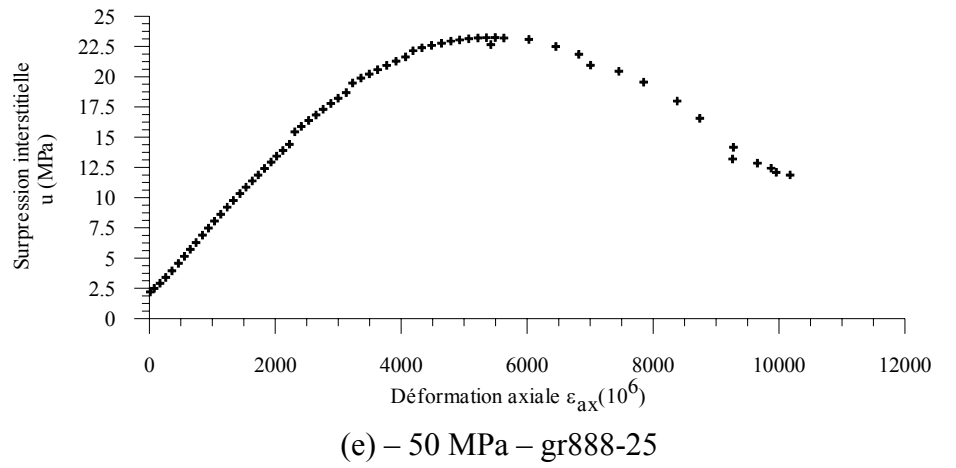


Figure II.4-12 : Evolution de surpression interstitielle en fonction de la déformation axiale pour les

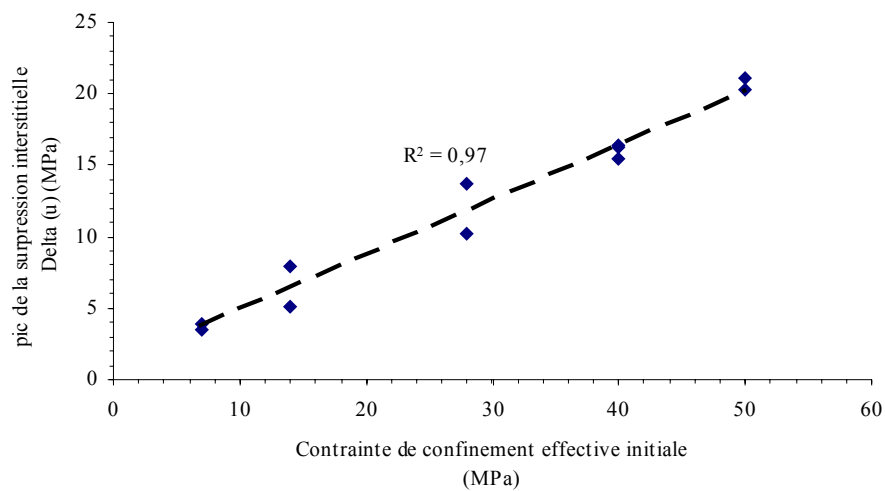


Figure II.4-13 : Evolution du pic de surpression interstitielle avec le confinement

Il est important de souligner que lorsque la pression interstitielle devient inférieure à la contre pression initiale, la résistance de la roche dans un essai non drainé paraît supérieure à ce qu'elle devrait être dans un essai drainé. Ce phénomène a été mis en évidence par Brace et Martin (cité par Panet 1976) qui l'ont appelé durcissement par dilatance. Rice (1975) a démontré théoriquement que la résistance d'une roche a tendance à augmenter, quand celle-ci est saturée par un fluide et qu'elle est en condition non drainée, à cause du module d'écrouissage H qui augmente de la quantité $\mu\beta M$ (M étant le module élastique de compressibilité, β le coefficient de dilatance et μ le coefficient de frottement) (voir figure II.4-14).

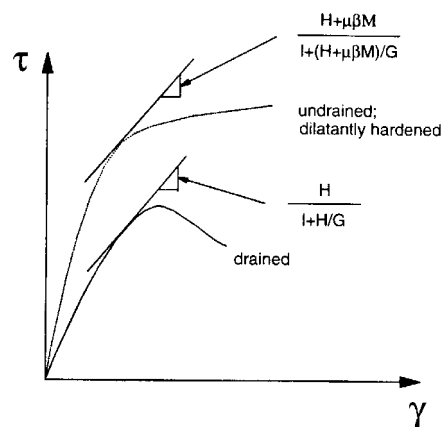


Figure II.4-14 : Comparaison des courbes contraintes-déformations en condition drainée et non drainée.

(Rice 1975)

Afin de mettre en évidence ce phénomène de durcissement par dilatance, nous avons représenté sur la figure II.4-15 dans le plan de contraintes effectives de Terzaghi (σ'_1, σ'_3) les points de résistance maximale obtenus pour les essais drainés et non drainés effectués à même contrainte de confinement initial. On remarque qu'à faible confinement, la valeur de la résistance maximale augmente dans le cas d'un essai non drainé par rapport à celle d'un essai drainé effectué à la même contrainte effective initiale de confinement. A forte contrainte de confinement initial (40 et 50 MPa), on observe le phénomène inverse.

Cependant, en terme de contrainte effective, on constate que l'ensemble des points de résistance maximale en conditions drainées et non drainées s'alignent bien sur une même droite montrant ainsi la validité du concept de contrainte effective de Terzaghi dans la description de la surface de rupture de ce matériau. Ceci est en bon accord avec les résultats de la littérature.

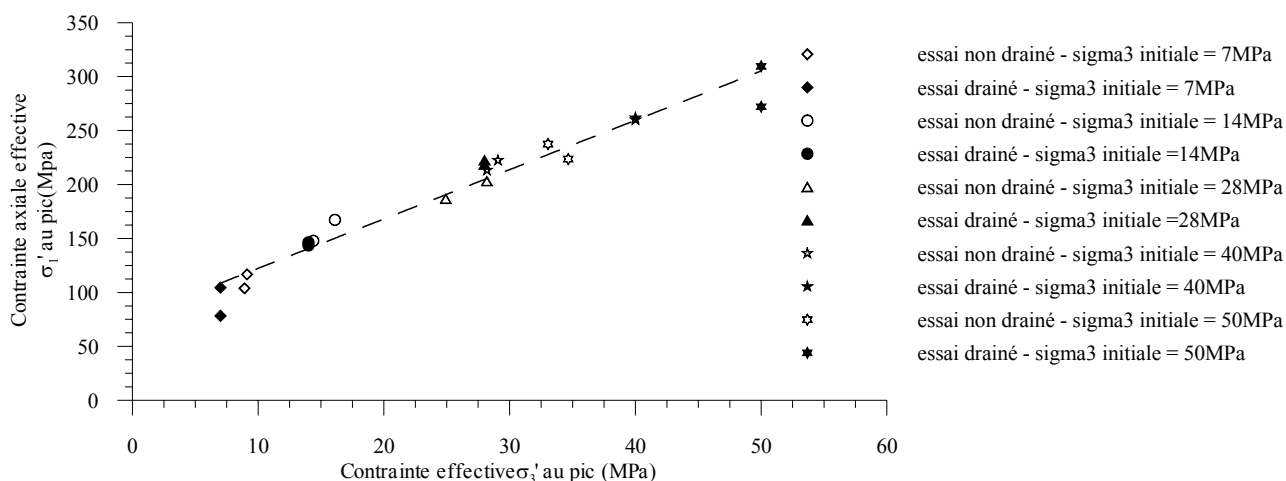


Figure II.4-15 : Comparaison des points de résistance maximale en condition drainée et non drainée

En ce qui concerne l'effet des cycles chargement-déchargement déviatorique dans un essai non drainé, il est similaire à celui observé dans le cas drainé. On observe une dégradation progressive du matériau à travers la diminution graduelle des modules sécants sur les cycles de la courbe contrainte déviatorique ($\sigma_1 - \sigma_3$) - déformations ε_{ax} , ε_{rad} (figure II.4-16). Concernant l'évolution des surpressions interstitielles avec les cycles, elles correspondent à un accroissement de la pression interstitielle à la charge et décroissance à la décharge avec une accumulation de surpression liée aux déformations irréversibles (figure II.4-17).

Les caractéristiques élastiques déterminées sur les cycles pour l'ensemble des essais sont résumés dans le tableau III.3-2 du chapitre III.

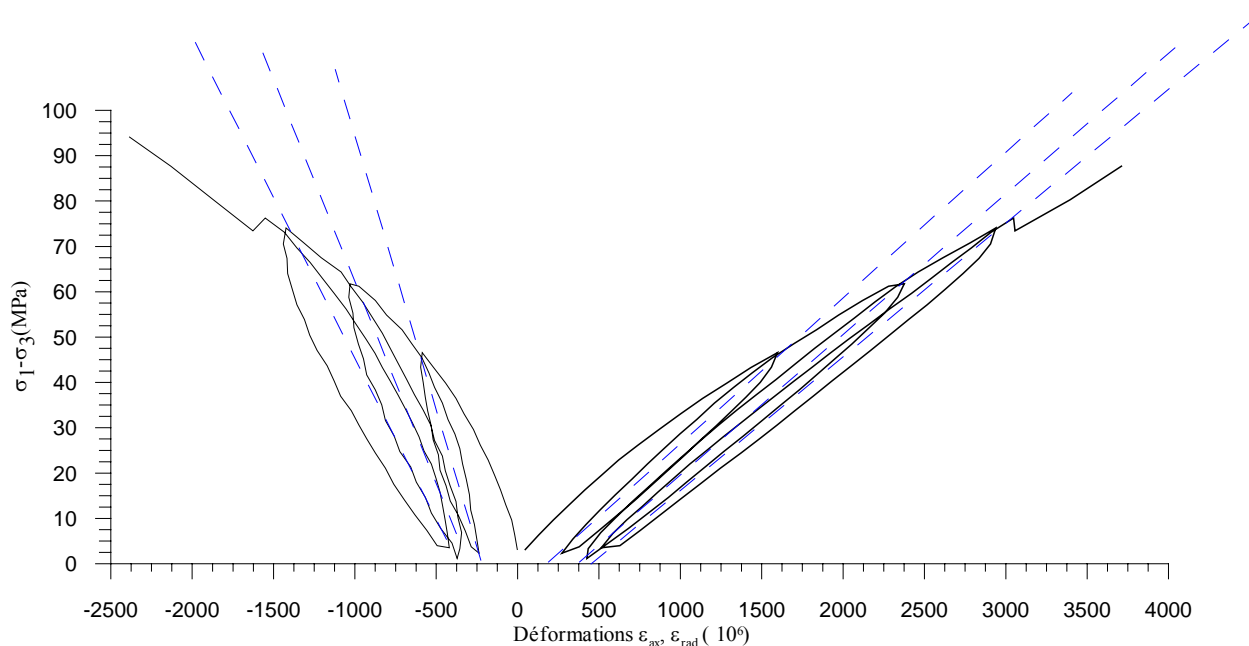


Figure II.4-16 : Essai de compression triaxiale non drainé avec cycles

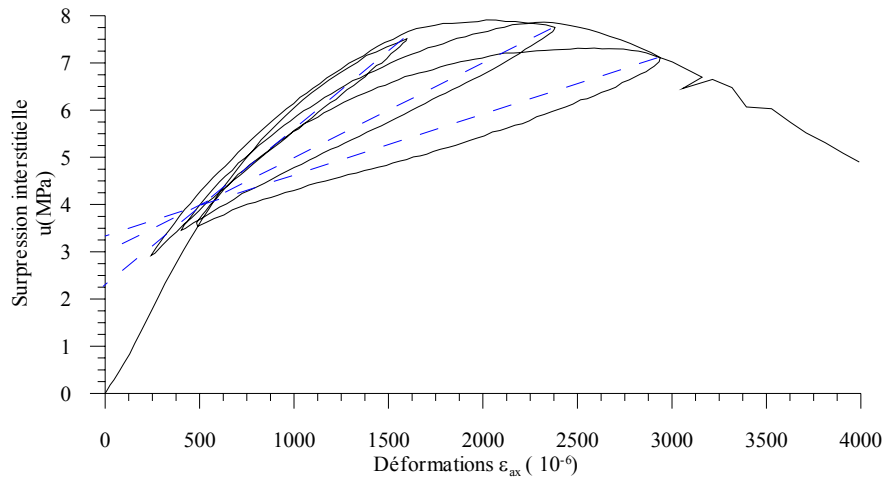


Figure II.4-17 : Evolution de la surpression interstitielle au cours de cycles décharge - recharge

Pour étudier l'influence de la pression interstitielle sur le trajet de chargement, nous avons représenté dans la figure II.4.18 l'allure du chemin des contraintes effectives pour les essais drainés et non drainés dans le plan $(\sigma_1 - \sigma_3, p')$. Nous avons calé une droite unique de rupture sur les points de résistance maximale pour les deux types d'essai. Le chemin de contrainte suivi par les essais non drainés montre une déviation vers la gauche par rapport au chemin drainé qui suit une trajectoire linéaire inclinée de 60° par rapport à l'axe horizontal, à cause de l'augmentation de la pression interstitielle due à la contractance. Cette déviation est faible comparée à celle qu'on peut observer dans le cas des sols testés dans les mêmes conditions, qui s'explique par la faible compressibilité de la matrice rocheuse en comparaison de celle des sols. Après cette phase initiale de contractance, le chemin de contrainte non drainé présente un point de rebroussement correspondant à l'apparition de la dilatance et remonte par la suite le long de la droite de rupture.

On présente dans le tableau II.4-3, de la même manière que dans les essais drainés, les orientations des surfaces de rupture mesurées sur les éprouvettes injectées par rapport à la direction de contrainte principale mineure. Elle décroît avec l'augmentation de la contrainte de confinement (figure II.4-19). on note également que ces orientations sont plus importantes comparées à celles observées dans le cas drainé. Comme on le verra dans le chapitre III section III.3-7, ceci est relié au comportement volumique différent dans les deux types d'essais.

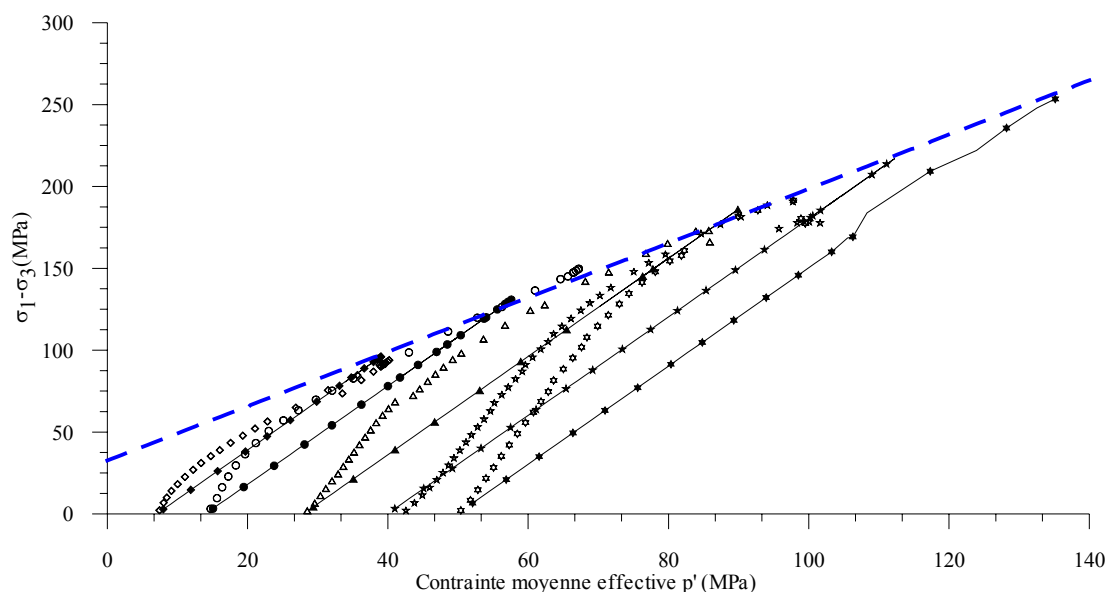


Figure II.4-18 : Orientation des bandes de cisaillement – essais non drainés

Pression de confinement (MPa)	Orientation des bandes de cisaillement - essais drainés	Orientation des bandes de cisaillement - essais non drainés
7	70°	70°
14	63°	69°
28	62°	68° - 66°
40	60° - 57°	66.5° - 63.5°
50	54°	62° - 60°

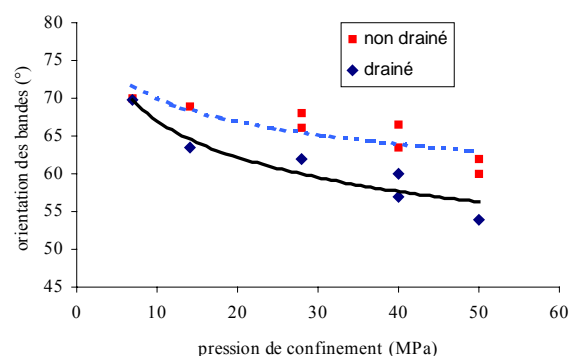


Tableau II.4-3

Figure II.4-19

Orientation des bandes de cisaillement en fonction de la pression de confinement (essais drainés et non drainés)

II.4.2.2. Détection de la localisation

L'analyse est basée sur le même principe que pour les essais drainés. Nous présentons sur les figures II.4-22 (a)-(e) les résultats de détection des différents seuils (perte de linéarité, dilatance et localisation) pour chaque confinement. On résume dans le tableau II.4-4 l'ensemble des résultats obtenus.

Le seuil de dilatance noté B est trouvé à un niveau de contrainte qui se situe entre 35 et 72%, plus faible par rapport à celui observé dans les essais drainés (voir figure II.4-20).

Ce résultat concorde avec l'observation d'une déformation volumique moins contractante que pour les essais drainés

En ce qui concerne le seuil de localisation, contrairement à ce que nous avons observé dans les essais drainés, la détection axiale intervient à un niveau de contrainte plus faible à celle observée en radiale (entre 60 et 90% de la contrainte au pic).

On représente sur la figure II.4-21 les seuils de localisations radiaux trouvés dans les essais drainés et non drainés en terme de contrainte déviatorique pour différents confinements. On remarque, que pour les deux séries d'essais, les points correspondant au seuil de localisation sont proches. Ce résultat nous amène à conclure que le seuil de localisation obtenu dans nos essais ne semble pas être affecté par la condition de drainage global de l'essai. Comme on le verra dans le chapitre III, l'endommagement non homogène de l'échantillon permet un drainage local du fluide même en conditions globalement non drainées. Le phénomène de localisation des déformations apparaît donc en condition localement drainée même si l'essai est conduit en condition globalement non-drainée. Ceci est conforme aux observations et aux analyses de Vardoulakis et Sulem (1995) qui ont montré que la possibilité d'une localisation des déformations en condition localement non drainée (à flux de fluide nul en tout point) n'est pas observée car elle nécessite une discontinuité de la pression interstitielle à la frontière de la bande de cisaillement.

Ces résultats constituent à notre connaissance les premiers résultats expérimentaux du phénomène de localisation pour des essais non drainés sur des roches, qui nécessitent un approfondissement. A ce stade, nous n'avons pas les éléments suffisants pour pouvoir expliquer pourquoi la détection de la localisation sur les déformations axiales intervient plus tôt que les déformations radiales. Cependant, on peut penser que cette détection prématurée correspond à un phénomène de réarrangement de l'espace poreux lié à la pression interstitielle générée, qui se traduit par des glissements intergranulaires dans la direction axiale.

σ_3 initiale	$\sigma_1 - \sigma_3$ au pic (MPa)	$\varepsilon_{ax} (10^{-6})$	P'_{pic} (MPa)	Détection de la perte de linéarité (A)			Détection du seuil de dilataance (B)			Détection de la localisation radiale (C ¹)			Détection de la localisation axiale (C ²)		
				$(\sigma_1 - \sigma_3)^A$ (MPa)	ε_{ax}^A (10 ⁻⁶)	P' (MPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3)^B$ (MPa)	ε_{ax}^B (10 ⁻⁶)	P' (MPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3)^{C1}$ (MPa)	ε_{ax}^{C1} (10 ⁻⁶)	P' (MPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3)^{C2}$ (MPa)	ε_{ax}^{C2} (10 ⁻⁶)	P' (MPa)
7	107.6	6248	42,87	32,28	1234	12,77	50,57	2260	18,86	85,00	4348	33,55	63,48	3193	24,52
14	151	8871	64,33	24,92	703	12	51,94	1885	20,6	110,23	5088	43,74	92,11	3906	35,94
14	133.5	6674	58,50	37,65	1031	20,5	96,92	3868	40,28	106,80	4430	44	106,80	4430	44
28	175	8945	86,33	60,03	913	29,73	105,00	3365	43,69	152,25	6300	62,78	122,50	4200	50,2
40	193.3	6795	104,43	71,91	1651	42,93	108,25	2699	52	175,90	5812	75,13	175,90	5812	75,13
40	185	7305	101,67	57,91	1567	38,93	109,15	3191	52,4	185,00	7305	80,51	172,05	6784	75,03
50	189	6811	113,00	61,99	1420	47,19	136,84	3668	65,6	189,00	6811	85,58	164,43	5112	74,32
50	204	8100	118,00	66,50	1860	48,43	146,88	4879	68,03	204,00	3070	90,23	170,54	5847	76,11

Tableau II.4-4 :détection des événements sur les mesures de déformation

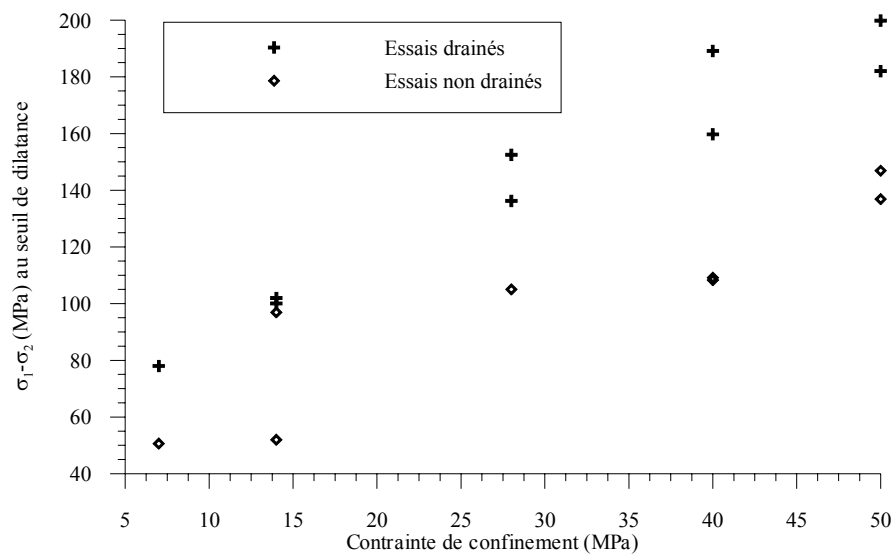


Figure II.4-20 : Seuils de dilatance - essais drainé et non drainés

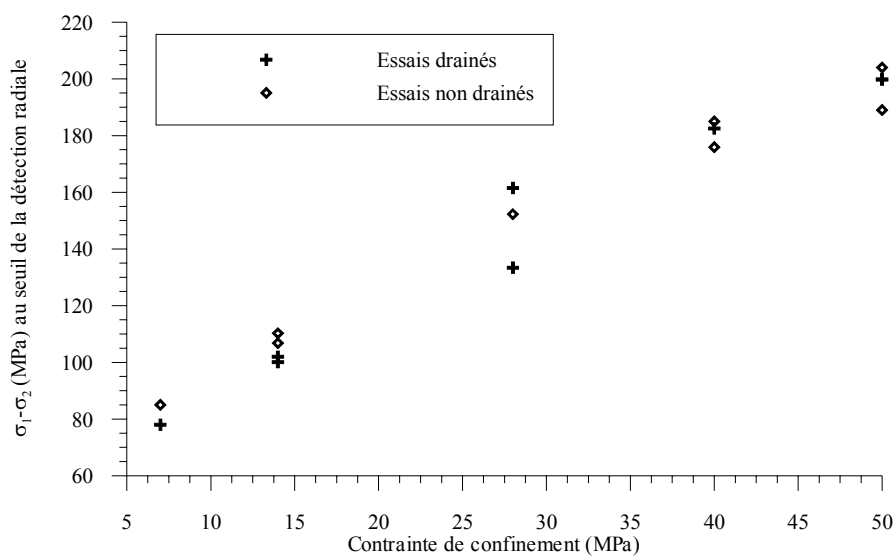
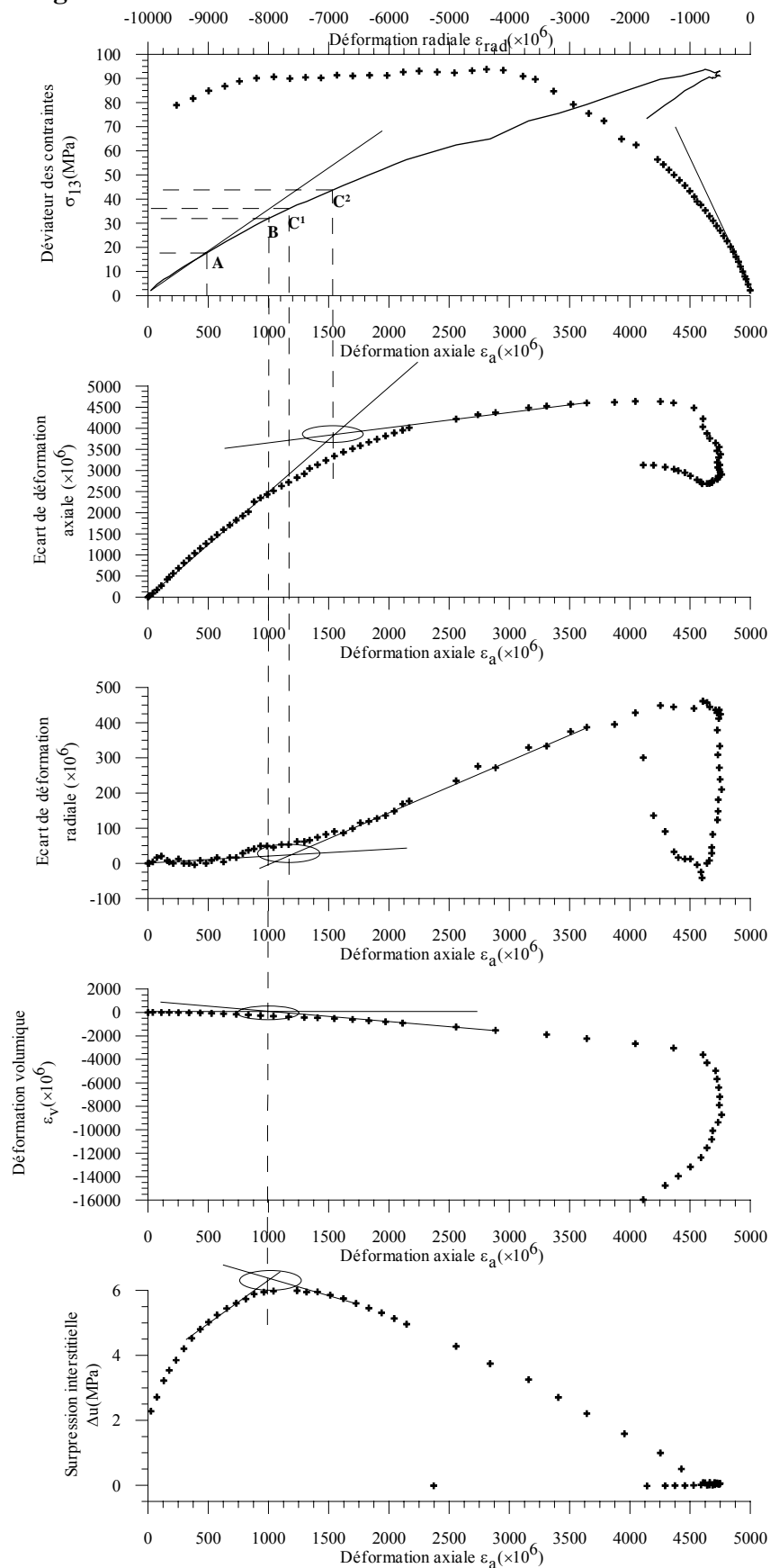
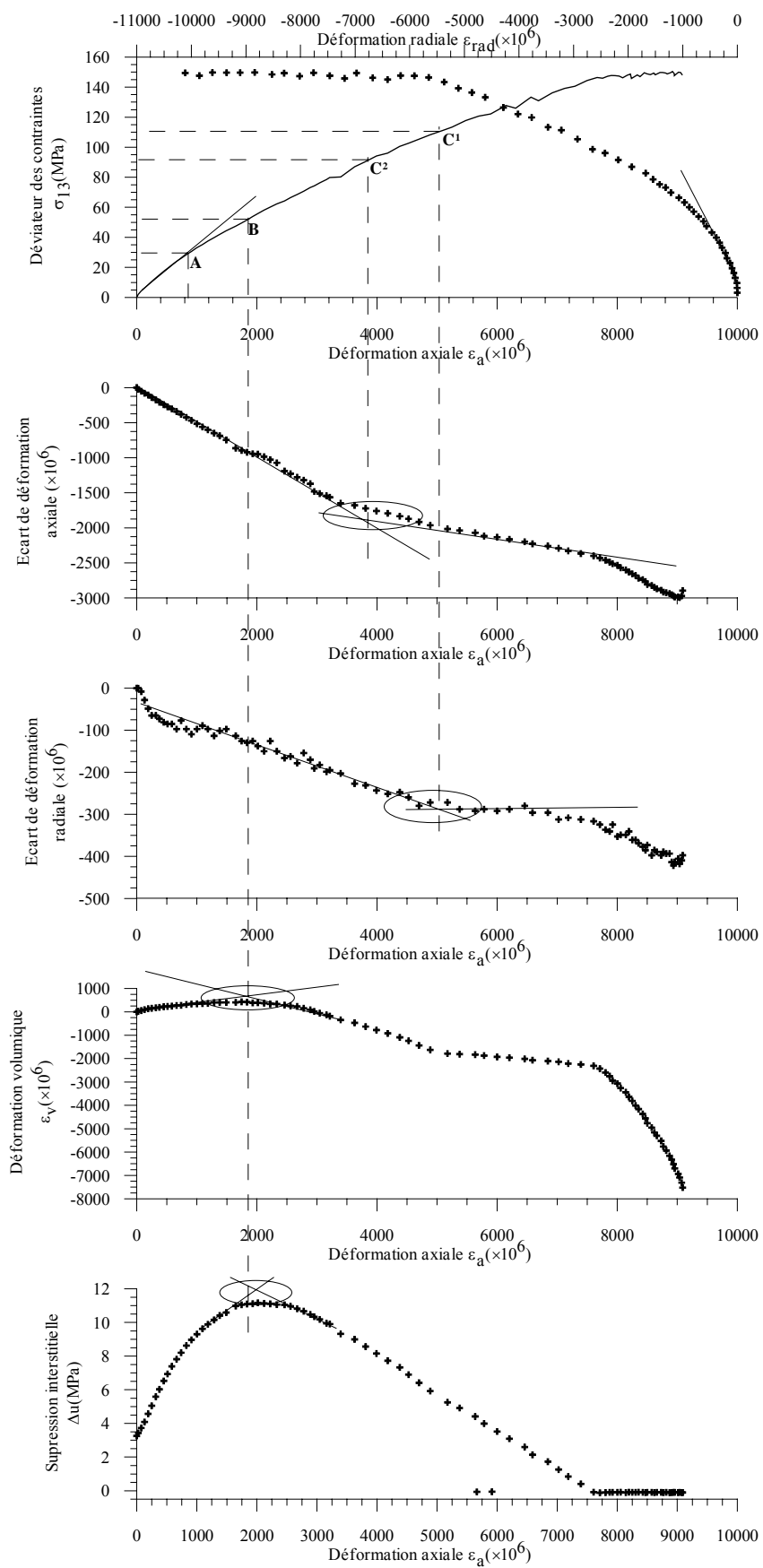


Figure II.4-21 : Seuils de détection radiale – essais drainés et non drainés

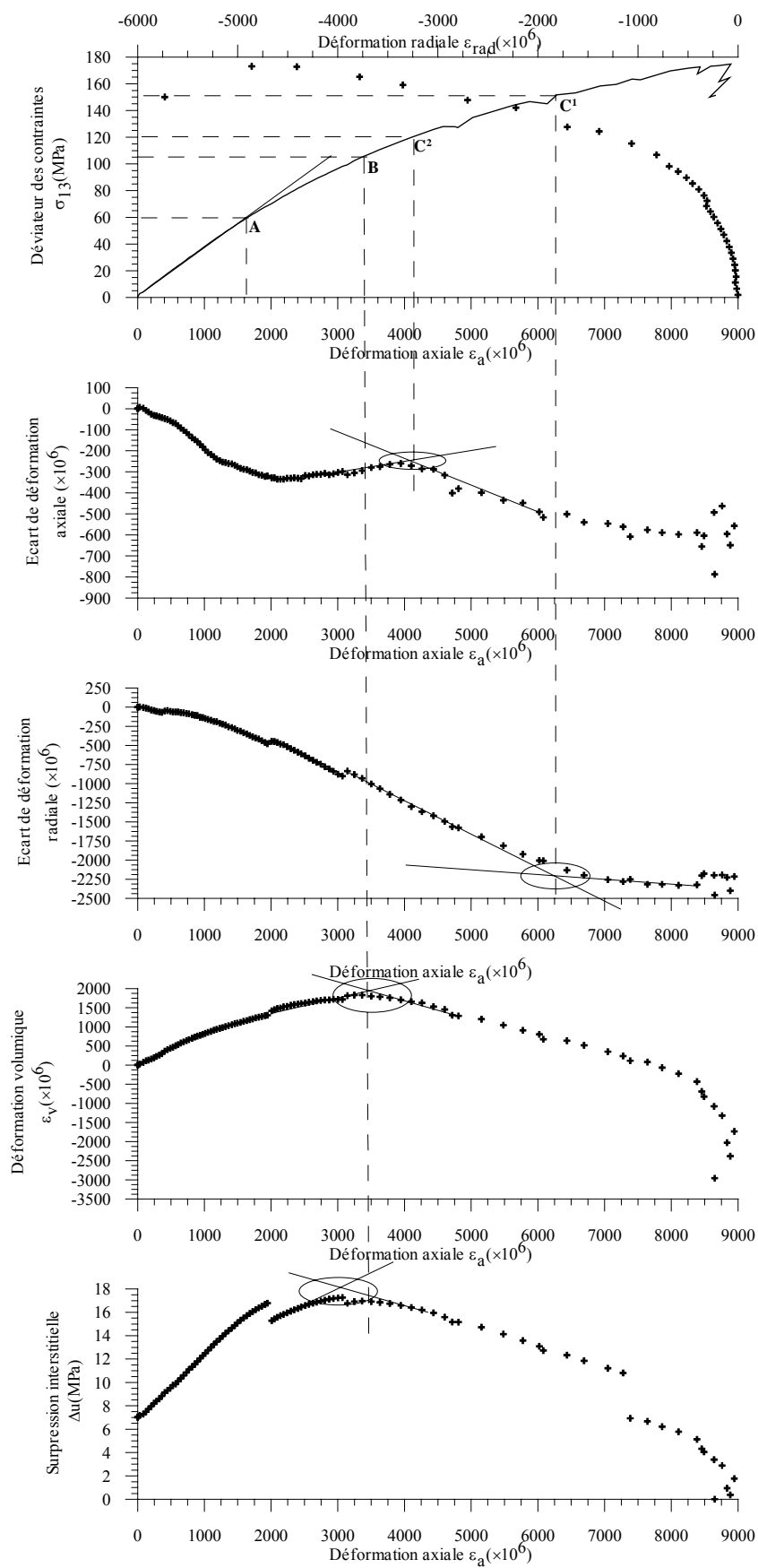
(a) 7 MPa – gr888-21



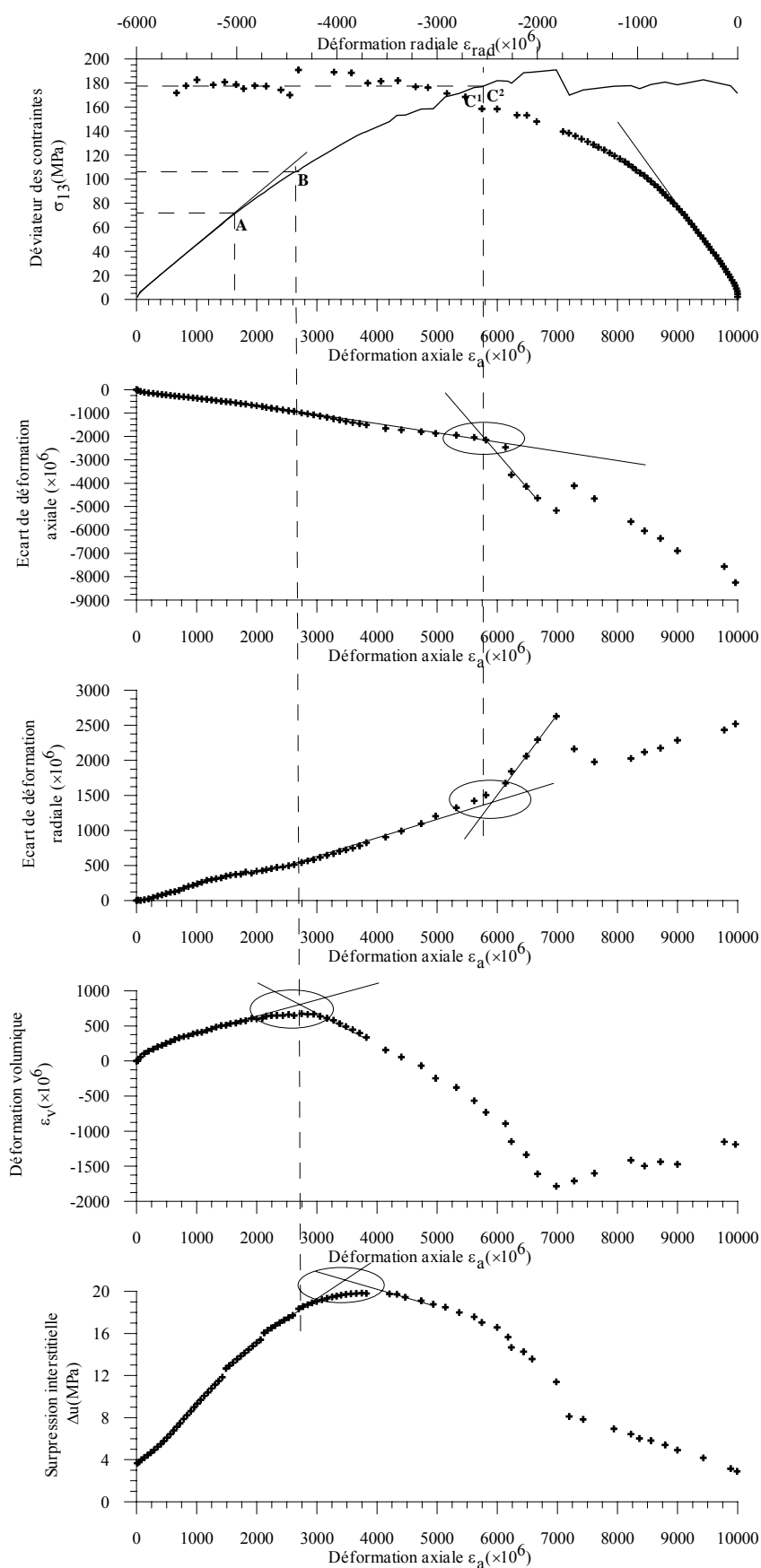
(b) 14 MPa – gr888-22



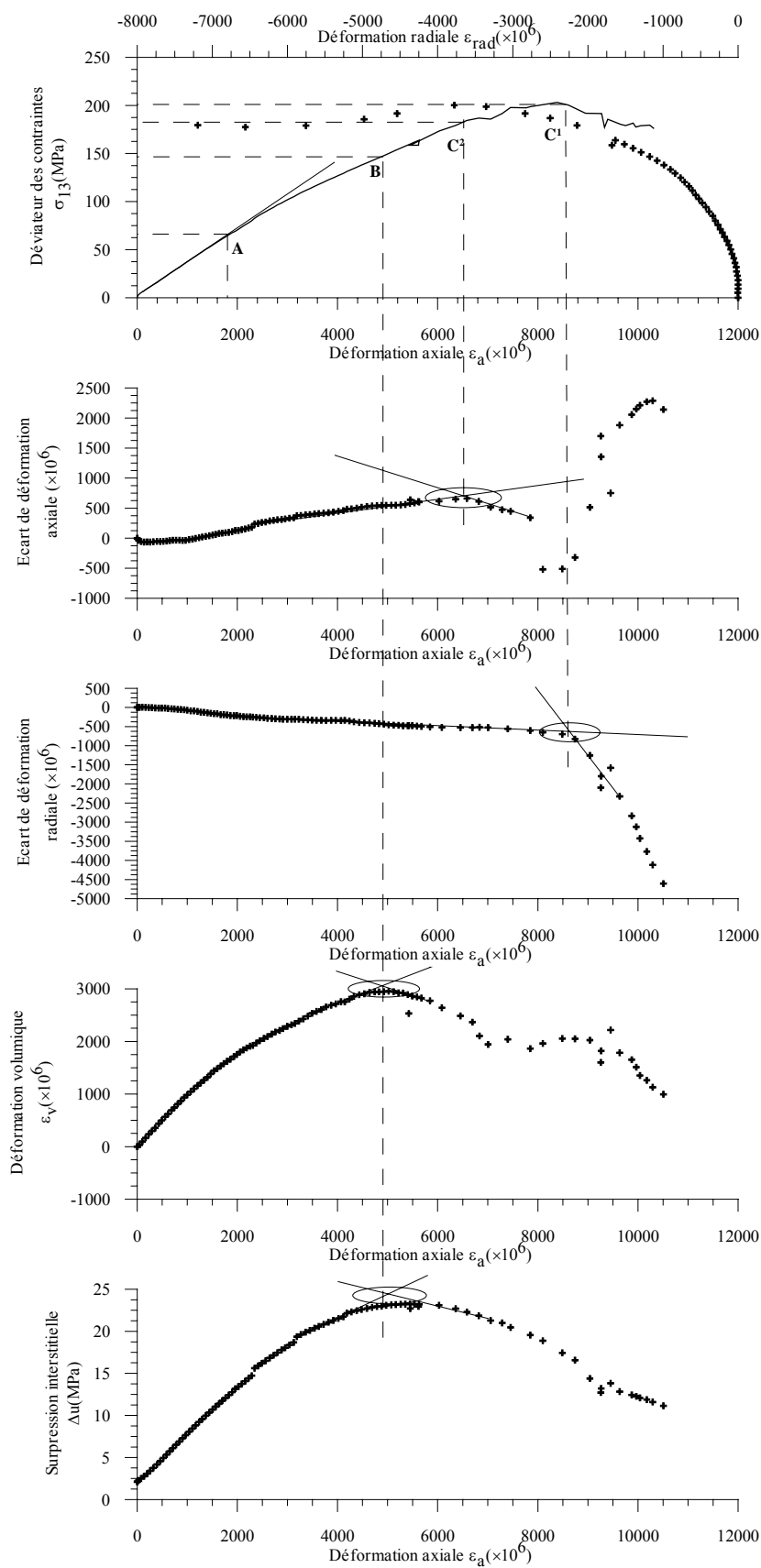
(c) 28 MPa – gr888-17



(d) 40 MPa – gr888 - 16



(e) 50 MPa – gr888-25



Figures II.4-22 (a) – (e)

II.4.3. Conclusion

A partir des résultats obtenus sur les essais présentés dans ce chapitre, quelques remarques importantes peuvent être formulées :

- Le grès étudié est un matériau initialement isotrope. La porosité initiale de microfissuration est inférieure à 1% de la porosité totale du matériau. La contrainte moyenne de fermeture des ces microfissures est évaluée à 3.7 MPa.
- Les résultats des essais de compression hydrostatique, drainés et non drainés, ont mis en évidence l'influence de la pression de confinement et de la pression interstitielle sur la compressibilité de la matrice rocheuse. On a observé une diminution de la compressibilité avec l'augmentation de la contrainte moyenne effective jusqu'à atteindre un état stable où la compressibilité ne varie plus, ce qui peut correspondre à la fermeture des microfissures préexistante.

L'évolution du coefficient de Skempton B avec la contrainte moyenne effective, dans le cas non drainé, a le même type de comportement que celui observé pour le coefficient de compressibilité. On trouve un coefficient B proche de l'unité à faible contrainte de confinement qui décroît avec celle-ci pour atteindre une valeur proche de 0.6.

L'examen de la notion de contrainte effective a montré, dans le cas des essais de compression hydrostatique, que la définition de la contrainte effective de Biot décrit bien la réponse en contrainte – déformation.

L'évaluation du coefficient de Skempton B par les méthodes analytiques conduit à des valeurs comparables à celles mesurées expérimentalement.

- Des essais de compression triaxiale, drainés et non drainés, ont été effectués aux mêmes pressions de confinement. Qualitativement, les réponses en contraintes – déformations ont la même allure, à savoir un comportement de type fragile et dépendant du niveau de pression de confinement. Cependant, on note que le comportement volumique, dans le cas non drainé, est moins contractant. Ceci est dû au développement d'une surpression interstitielle.

La réponse en pression interstitielle est trouvée conforme à la variation de la déformation volumique. Elle augmente dans la phase contractante et diminue dans la phase dilatante. Le maximum de pression interstitielle est d'autant plus élevé que la

pression de confinement initiale est élevée. Dans les essais à faible pression de confinement, la pression interstitielle décroît rapidement à l'initiation de la dilatance pour atteindre une pression inférieure à la contre pression de départ, conduisant à une résistance apparente légèrement supérieure à celle obtenue dans un essai drainé. Cela rend compte de l'influence de la pression interstitielle sur la résistance mécanique de la roche et du phénomène de durcissement par dilatance.

L'effet des cycles déchargement-rechargement déviatorique, dans le cas des deux types essais, a été trouvé similaire. On a observé une dégradation progressive du matériau à travers la diminution des modules élastiques sécants. Mais le niveau d'endommagement observé, dans le cas d'essais non drainés, est trouvé plus important. Ce qui est mis en évidence par les valeurs des coefficients de Poisson qui sont plus fortes dans le cas non drainé (voir tableau III.3-1 et III.3-2).

L'allure du chemin de contrainte effective, pour les essais drainés et non drainés, est représenté dans le plan $(\sigma_1 - \sigma_3, p')$. Le chemin de contrainte suivi par les essais non drainés montre une allure semblable à celle observée dans le cas des sols avec une déviation plus faible due à la faible compressibilité de la matrice rocheuse en comparaison à celle des sols.

L'orientation des surfaces de rupture, mesurées sur les éprouvettes injectées par rapport à la direction de la contrainte principale mineure, décroît avec l'augmentation de la pression de confinement. Ces orientations ont été trouvées plus importantes dans le cas d'essais non drainés comparés à celles observées dans le cas drainé.

En ce qui concerne le seuil de localisation en terme de contrainte déviatorique, une différence a été constatée, dans le cas d'essai non drainé, entre la détection axiale et radiale. Mais de façon générale, le seuil de localisation déterminé dans le cas des deux séries d'essais ne semble pas être affecté par la condition de drainage.

Chapitre III

Modélisation du comportement du grès de Fontainebleau

III.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous présentons un modèle de comportement élastoplastique adapté pour décrire le comportement du grès de Fontainebleau. Ce modèle a été développé pour l'étude du comportement des roches granulaires (Vardoulakis et Sulem 1995; Oulahna 1996; Sulem et al 1999; Elbied 2000).

Dans ce modèle, des caractéristiques importantes observés dans la réponse du grès telles que la dépendance en pression, la dilatance, le caractère frottant et cohésif, l'écrouissage et radoucissement ont été introduits. L'étalonnage du modèle est basé sur l'évaluation des propriétés élastiques et plastiques de la roche à partir des données expérimentales.

L'influence de l'état des contraintes sur les paramètres élastiques est décrite par un modèle hyperélastique. L'endommagement est pris en compte par une dépendance des paramètres élastiques en fonction des déformations plastiques accumulées. Le comportement plastique du matériau est décrit par un critère de Mohr-Coulomb non linéaire tenant en compte de la dépendance en pression des paramètres plastiques (angle de frottement, angle de dilatance) de la roche, du caractère écrouissable et radoucissant du matériau, de la phase contractance/dilatance du comportement volumique.

On présente dans la suite la méthode d'étalonnage de ce modèle sur les données expérimentales puis sa validation par la simulation des courbes contraintes-déformations.

III.2. Description du modèle

III.2.1. Caractérisation de l'élasticité

III.2.1.1. Effet des contraintes

Le comportement élastique des roches granulaires montre une dépendance en contraintes des modules élastiques qui reflète le phénomène de fermeture des microfissures et des pores lors du chargement. Ce comportement est décrit par un modèle hyperélastique (Sulem et al 1999) où les modules de cisaillement G et de compressibilité K sont fonctions des deux invariants des contraintes p et T

$$G = G(p, T) \quad ; \quad K = K(p, T) \quad (\text{III-1})$$

avec p la contrainte moyenne et T la contrainte de cisaillement

$$p = \frac{1}{3} \sigma_{kk}$$

$$T = \sqrt{J_{2s}} \quad ; \quad J_{2s} = \frac{1}{2} S_{ij} S_{ij} \quad ; \quad S_{ij} = \sigma_{ij} - p \delta_{ij}$$

La condition nécessaire et suffisante pour l'existence d'un potentiel élastique s'écrit (Loret 1985, Vardoulakis et Sulem 1995)

$$\frac{\partial}{\partial T} \left(\frac{p}{K} \right) = \frac{\partial}{\partial p} \left(\frac{T}{G} \right) \quad (\text{III-2})$$

On montre alors que la dépendance en contrainte des modules élastiques s'exprime en fonction d'une contrainte élastique équivalente

$$\sigma_e = \sqrt{3(1-2\nu)p^2 + 2(1+\nu)T^2} \quad (\text{III.3})$$

Le potentiel élastique w^c à pour expression

$$w^c = \int_0^{\sigma_e} \frac{\sigma_e d\sigma_e}{E} \quad (\text{III.4})$$

Les équations incrémentales de l'hyperélasticité s'écrivent sous la forme :

$$\overset{\circ}{\sigma}_{ij} = C_{ijk}^e \overset{\circ}{\varepsilon}_{kl} \quad (\text{III-5})$$

avec

$$C_{ijkl}^e = G \left(\delta_{ik} \delta_{jl} + \delta_{il} \delta_{jk} + \frac{2\nu}{1-2\nu} \delta_{ij} \delta_{kl} + 2(1+\nu) \frac{\xi}{1-\xi} \frac{\sigma_{ij} \sigma_{kl}}{\sigma_e^2} \right) \quad (\text{III-6})$$

$$\xi = \frac{\sigma_e dG}{G d\sigma_e} \quad (\text{III-7})$$

On doit souligner que l'hyperélasticité est stable au sens de Hadamard si w^c est une fonction convexe de σ_e , soit:

$$\frac{dE}{d\sigma_e} \leq \frac{E}{\sigma_e} \quad (\text{III-8})$$

L'analyse de stabilité de ce modèle hyperélastique, dans le cas de notre étude, est donnée dans l'annexe II.

III.2.1.2. L'endommagement

L'endommagement est défini comme la détérioration progressive des matériaux sous sollicitation mécanique conduisant à sa rupture. Des études précédentes (Pellegrino 1995; Haied 1995), ont montré que l'endommagement dans un grès sous sollicitation triaxiale a une nature anisotrope. Cependant cette anisotropie induite est relativement faible pour la roche considérée ce qui nous conduit à considérer exclusivement un endommagement isotrope afin de garder l'isotropie du modèle de comportement.

Les cycles de décharge - recharge dans les essais triaxiaux effectués, montrent que les modules élastiques sont influencés par deux phénomènes en compétition. La fermeture des microfissures sous contrainte et l'endommagement sous fort déviateur. Ce phénomène est décrit en considérant que le module élastique de cisaillement ainsi que le coefficient de Poisson sont fonctions à la fois de la contrainte élastique équivalente σ_e (modèle hyperélastique) et de la déformation plastique accumulée g^p (modèle d'endommagement).

$$G = G(\sigma_e, g^p) ; \quad \nu = \nu(g^p) \quad (\text{III-9})$$

L'intensité du déviateur de déformation plastique g^p est donnée par la relation suivante :

$$g^p = \int dg^p ; \quad dg^p = \frac{2}{\sqrt{3}} |d\varepsilon_{ax}^p - d\varepsilon_{rad}^p| \quad (\text{en conditions axisymétrique}) \quad (\text{III-10})$$

III.2.2. Caractérisation de la plasticité

La partie plastique du modèle est basée sur les hypothèses suivantes : le second invariant de la déformation déviatorique plastique est une mesure du glissement plastique qui se produit entre les grains et à travers les microfissures de la roche. Au-delà de l'état de plastification initiale, l'angle de frottement mobilisé croît en fonction de la déformation plastique jusqu'à atteindre un état correspondant au frottement maximum mobilisable. D'autre part, au cours de la déformation de la roche, de nouvelles microfissures peuvent apparaître ou être activées, conduisant à un radoucissement dû à une perte de résistance en traction de la roche. Ces hypothèses sont présentées sur la figure III.2-1 où est représentée le critère de plasticité de Mohr Coulomb dans le plan (p,T)

$$F = T - (q - p)f = 0 \quad (\text{III.11})$$

où f est le paramètre de frottement et q est une constante qui dépend de la cohésion du matériau c .

La mobilisation du frottement est décrite par un écrouissage isotrope de l'état (0) à l'état (1). Le radoucissement en cohésion est décrit par un écrouissage cinématique de l'état (1) à l'état (2).

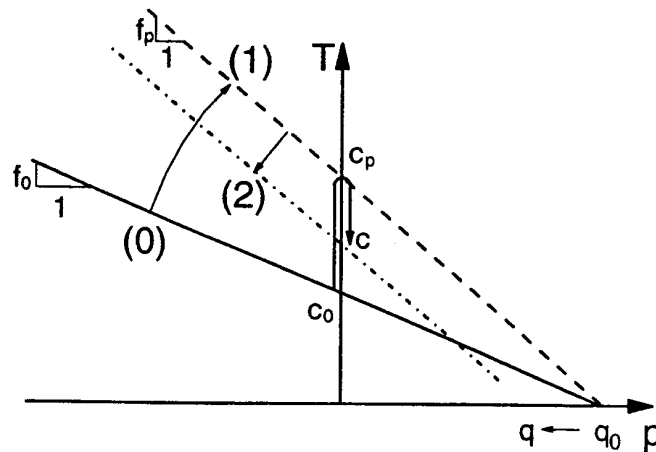


Figure III.2-1 : Critère de plasticité dans le plan (P, T) : (0)-(1) durcissement pré pic « mobilisation du frottement ». (1)-(2) radoucissement post pic « perte de cohésion » (d'après Sulem et al 1999)

III.3. Etalonnage du modèle

L'étalonnage du modèle décrit est fait sur la base des données expérimentales déduites des essais de compression triaxiale drainés et non drainés réalisés sur les échantillons de grès de Fontainebleau, présentés dans le chapitre II de cette thèse.

Il est important dans la stratégie d'étalonnage de déterminer tout d'abord les paramètres élastiques et ensuite les paramètres plastique.

III.3.1. Déterminations des paramètres élastiques

Les paramètres élastiques sont étalonnés à partir des cycles décharge –charge effectués dans les essais triaxiaux.

On note ε_{ax} la déformation axiale, ε_{rad} la déformation radiale, σ_1 la contrainte axiale et σ_3 la contrainte de confinement (constante au cours d'un essai triaxial). L'intensité des déviateurs de contrainte et déformation ainsi que la contrainte moyenne sont donnés par les relations suivantes :

$$T = |\sigma_1 - \sigma_3| / \sqrt{3} \quad (III.12)$$

$$p = (\sigma_1 + 2\sigma_3) / 3 \quad (III.13)$$

$$g = 2|\varepsilon_{ax} - \varepsilon_{rad}| / \sqrt{3} \quad (III.14)$$

Pour les essais triaxiaux à pression de confinement constante, en régime élastique, on a :

$$\Delta \varepsilon_{ax}^e = -\nu_s \Delta \varepsilon_{rad}^e \quad (III.15)$$

$$\Delta T = G_s \Delta g \quad (III.16)$$

où ν_s et G_s sont respectivement le coefficient de Poisson sécant et le module de cisaillement sécant.

Ces modules élastiques sont obtenus à partir de la pente des droites sécantes des boucles de déchargement - chargement. Pour chaque cycle de décharge – charge l'endommagement du matériau est quantifié à partir de l'évaluation de l'intensité du déviateur des déformations à la fin de la phase de décharge. Les caractéristiques obtenues

sur les cycles pour l'ensemble des essais drainés et non drainés sont présentées dans les tableaux III.3-1 et III.3-2.

L'examen de ces résultats montre que la pression de confinement influence peu la valeur du coefficient de Poisson ν_s , par contre cette valeur augmente lorsque l'intensité du déviateur des déformations plastiques g^p augmente. Dans le cas non drainé, on trouve des coefficients de Poisson supérieurs à ceux obtenus dans le cas drainé. Ceci est dû à la surpression interstitielle générée dans les essais non drainés qui conduit à un endommagement plus important. Concernant l'évolution du module élastique G_s , on observe un durcissement avec l'augmentation de la pression de confinement qui est dû à la fermeture des microfissures préexistantes. On observe également une diminution de ce module lorsque l'intensité du déviateur des déformations plastiques augmente. L'endommagement plus important, observé dans le cas non drainé, est visible par des valeurs plus faibles de G_s et plus forts de g^p .

Référence d'essais	Cycles	ν_s	G_s MPa	$g^p * 10^6$	P-cycles	T-cycles	σ_p MPa
Gr888-4-drainé-7MPa	1	0,16	14281	227	20,0	22,6	44,7
	2	0,19	13832	394	24,9	31,1	58,8
Gr888-10-drainé-7MPa	1	0,19	12695	334	18,5	19,9	39,7
	2	0,24	10426	567	24,9	31,0	57,9
Gr888-12-drainé-14MPa	1	0,21	15443	272	34,5	35,6	71,8
	2	0,22	13524	409	42,5	49,3	94,6
Gr888-24-drainé-14MPa	1	0,22	15517	252	35,5	37,3	52,3
	2	0,25	14299	400	43,2	50,6	75,4
Gr888-15-drainé-28MPa	1	0,17	16181	87	42,3	24,8	70,6
	2	0,18	15672	125	50,3	38,8	91,4
	3	0,20	15026	224	59,9	55,5	117,5
	4	0,23	14106	352	69,1	71,4	142,6
Gr888-19-drainé-28MPa	1	0,17	15120	123	45,8	30,9	79,9
	2	0,19	14394	249	55,6	47,8	105,6
	3	0,22	13485	400	64,9	63,9	130,3
Gr888-6-drainé-40MPa	1	0,19	17295	100	58,5	32,2	93,7
	2	0,21	16731	102	65,5	44,3	110,2
	3	0,23	16055	192	77,2	64,6	141,6
Gr888-1-drainé-50MPa	1	0,18	16920	104	72,6	39,3	117,3
	2	0,20	16198	179	84,3	59,5	145,6
	3	0,23	15566	309	96,8	81,2	177,5

Tableau III.3-1 :Données concernant les cycles décharge – charge pour différents essais de compression triaxiale drainés

Référence d'essais	Cycles	v_s	G_s MPa	$g^p * 10^6$	P - cycle	T - Cycle	σ_e MPa
Gr888-27-nondrainé-7MPa	1	0.25	11017	250	11.8	13.9	26.0
	2	0.31	9461	597	17.4	24.8	43.8
	3	0.36	7786	895	22.9	33.1	58.2
Gr888-27-nondrainé-7MPa	1	0.24	13391	441	31.1	38.4	71.2
	2	0.27	11625	882	38.9	50.5	92.0
Gr888-27-nondrainé-7MPa	1	0.22	12677	543	22.0	26.9	50.1
	2	0.28	10665	773	27.2	36.2	64.6
Gr888-27-nondrainé-7MPa	1	0.23	14404	199	34.8	27.0	59.0
	2	0.21	12905	412	40.1	43.0	82.4
	3	0.26	10783	604	47.0	56.3	103.8
Gr888-27-nondrainé-7MPa	1	0.29	16134	97	54.9	37.1	83.1
	2	0.27	15787	207	59.3	50.8	101.9
	3	0.30	15134	338	63.3	61.9	117.8
Gr888-27-nondrainé-7MPa	1	0.28	16374	134	61.1	34.3	85.5
	2	0.25	15827	185	65.5	48.3	103.3
	3	0.28	15024	293	71.1	65.5	127.5

Tableau III.3-2 :Données concernant les cycles décharge – charge pour différents essais de compression triaxiale non drainés

III.3.2. Etalonnage du modèle

III.3.2.1. Coefficient de Poisson

L'évolution du coefficient de Poisson est décrite par la fonction suivante (fig III.3-1)

$$\nu(g^p) = \nu_0 + \frac{(g^p)^2}{n_0 + n_1 g^p + n_2 (g^p)^2} \quad (\text{III-16})$$

Les valeurs des paramètres ν_0 , n_0 , n_1 , n_2 , pour le cas drainé et non drainé, sont données dans le tableau IV.3-3

	ν_0	n_0	n_1	n_2
Essais drainés	0,13	100	1200	8,4
Essais non drainés	0,19	100	1000	9,8

Tableau III.3-3

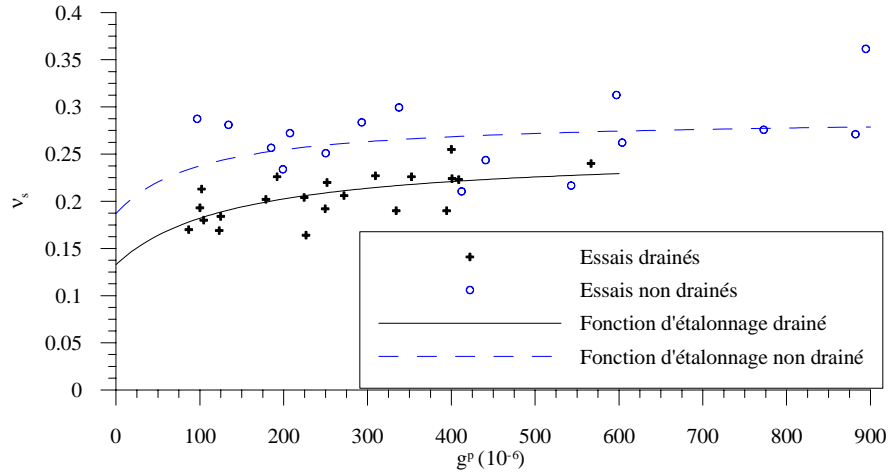


Figure IV.III-1: Evolution du coefficient de Poisson avec la déformation plastique

III.3.2.2. Module élastique de cisaillement

Le module de cisaillement G_s est décrit par le produit de deux fonctions suivantes :

$$G_s = G_s^*(\sigma_e) \eta(g^p) \quad (\text{III-17})$$

La fonction $G_s^*(\sigma_e)$ est une fonction qui décrit l'augmentation du module de cisaillement avec la contrainte élastique équivalente d'un matériau qui n'est pas endommagé ($g^p = 0$), jusqu'à une valeur maximale. Ces modules sont évalués suivant une interpolation linéaire sur les points (g^p, G) correspondant aux différents cycles réalisés pour chaque confinement. Ces valeurs sont par la suite interpolées par une fonction de la forme :

$$\begin{cases} G_s^*(\sigma_e) = g_0 + g_1 \sigma_e + g_2 \sigma_e^2 & \text{pour} & 0 \leq \sigma_e \leq \sigma_e^{pic} \\ G_s^* = G_s^{* pic} & & \end{cases} \quad (\text{III-18})$$

Les valeurs obtenues, pour le cas drainé et non drainé, sont données dans le tableau III.3-4

	g_0	g_1	g_2	σ_e^{pic}	$G_s^{* pic}$
Essais drainés	15603	59,3	-0,5	58,7	17166
Essais non drainés	11179	221,5	-2,0	54,6	17223

Tableau III.3-4

La fonction $\eta(g^p) = G_s / G_s^*(\sigma_e)$ décrit la diminution du module de cisaillement qui devient importante à partir d'un certain à partir d'un certain seuil de la contrainte déviatorique. Cette fonction est appelée fonction d'endommagement et elle a la forme suivante :

$$\eta(g^p) = 1 - \frac{g^p}{\eta_0 + \eta_1 g^p} \quad (\text{III-19})$$

Avec

	η_0	η_1
Essais drainés	1332	1,7
Essais non drainés	615,3	2,5

On représente dans les figures III.3-2 et III.3-3 les courbes d'évolution du module de cisaillement obtenues dans les cas drainés et non drainés.

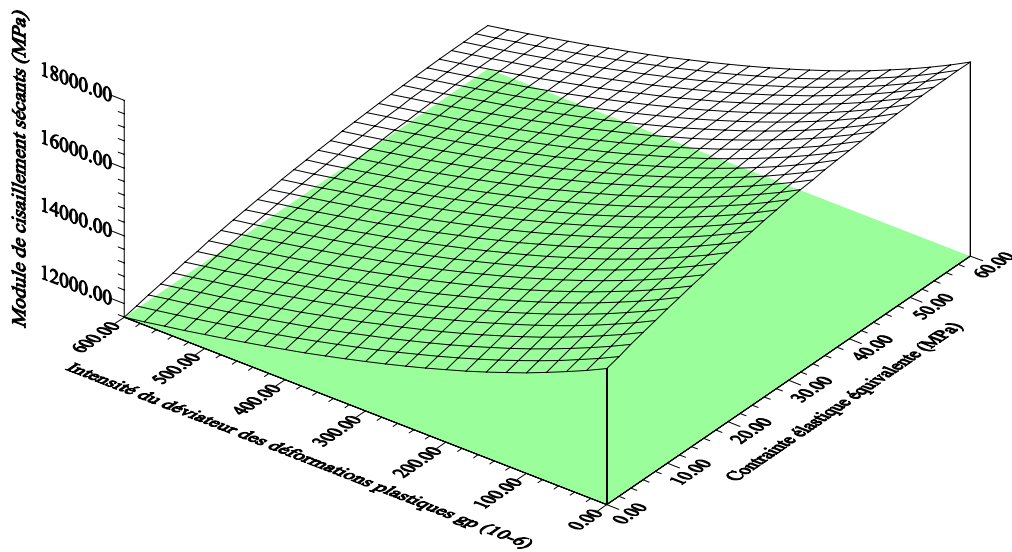


Figure III.4-2 : Evolution du module élastique de cisaillement sécant avec l'augmentation des contraintes et des déformations plastiques - essais drainés

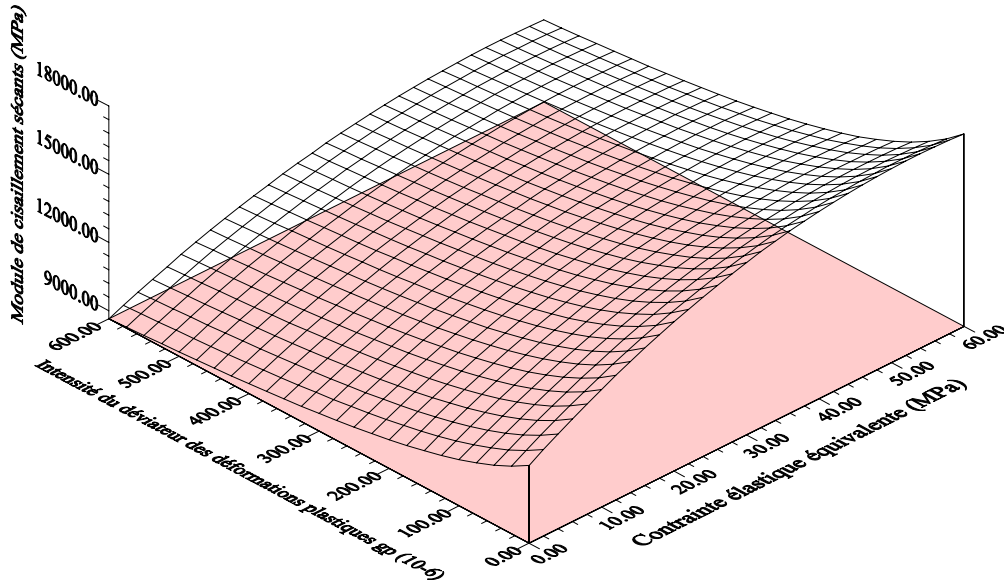


Figure III.4-3 : Evolution du module élastique de cisaillement sécant avec l'augmentation des contraintes et des déformations plastiques - essais non drainés

A partir des fonctions du coefficient de Poisson $\nu(g^p)$ et du module de cisaillement $G_s(\sigma_e, g^p)$, le module de Young E_s et le module de compressibilité du matériau K_s sont déduits à partir des relations suivantes :

$$E_s = 2(1 + \nu_s)G_s \quad \text{et} \quad K_s = \frac{2(1 + \nu_s)}{3(1 - 2\nu_s)}G_s \quad (\text{III-20})$$

Pour les fonctions d'élasticités déterminées ici, le critère de stabilité de l'élasticité au sens de Hadamard est vérifié comme cela est montré dans l'annexe II.

III.3.3. Critère de plasticité non-linéaire de Mohr-Coulomb

A partir des caractéristiques élastiques, on détermine en tout point de mesure l'intensité du déviateur des déformations plastiques g^p suivant la relation

$$g^p = g - g^e = \frac{2}{\sqrt{3}}(\varepsilon_{ax} - \varepsilon_{rad}) - \frac{T}{G_s} \quad (\text{III-21})$$

Le coefficient de frottement f (ou l'inclinaison des contraintes $\tan \phi_\sigma$) et l'angle de frottement mobilisé ϕ_m (ou la fonction de frottement μ) sont décrits par les relations suivantes :

$$f = \tan \phi_\sigma = \frac{T}{p' - q} \quad (\text{III-22})$$

$$\mu = \sin \phi_m = \frac{3f}{2\sqrt{3} + f} \quad (\text{III-23})$$

où p' est la contrainte moyenne effective de Terzaghi

Le paramètre q , qui dépend de la cohésion du matériau, est supposé constant jusqu'au pic de l'angle de frottement mobilisé puis diminue avec l'augmentation des déformations plastiques dans le régime radoucissant. Ceci suppose que la décohésion du matériau est faible avant le pic de frottement (fig III.3-4). La valeur q_0 est déterminé au pic du déviateur pour les différents essais (fig III.3-5). On obtient $q = q_0 = 19.7 \text{ MPa}$.

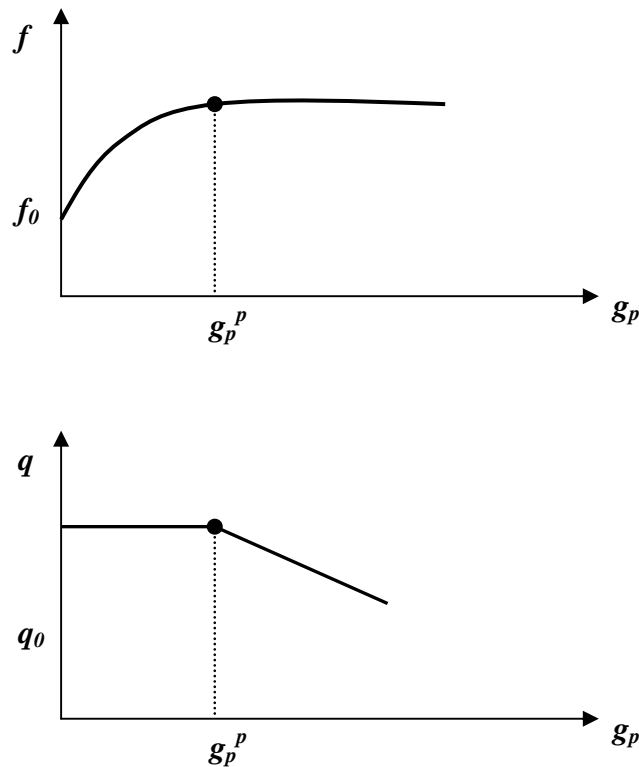


Figure :III.3-4 : (a) Fonction de durcissement en frottement – (b) Fonction de radoucissement en cohésion

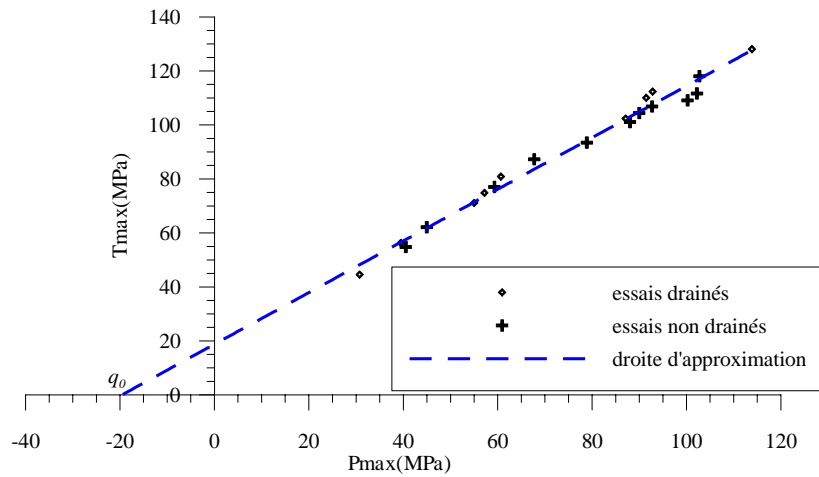


Figure III.3-5 : Contraintes au pic pour différents essais drainés et non drainés

L'analyse de l'évolution du coefficient de frottement ainsi que l'angle de frottement mobilisé à différentes pressions de confinement, dans le cas d'essais drainés et non drainés, montre une augmentation avec les déformations plastiques. On remarque que le pic est atteint à la même valeur, dans les types d'essais (drainés et non drainés), pour les différentes pressions de confinement (voir figures III.3-6 et III.3-7).

Par conséquent nous avons choisi de caler le coefficient de frottement et l'angle de frottement mobilisé par deux fonctions de l'intensité du déviateur des déformations plastiques g^p , en regroupant l'ensemble des données d'essais drainés et non drainés (figures III.3-8 et III.3-9) sous la forme :

$$f(g^p) = f_0 + \frac{(g^p)^2}{a + bg^p + c(g^p)^2} \quad ; \quad \sin \phi_m = \mu(g^p) = \mu_0 + \frac{(g^p)^2}{a + bg^p + c(g^p)^2} \quad (\text{III-24})$$

avec

		a	b	c
$f(g^p)$	$f_0 = 0.295$	5024,55	611,64	1,44
$\mu(g^p)$	$\mu_0 = 0.230$	8598,24	855,10	2,27

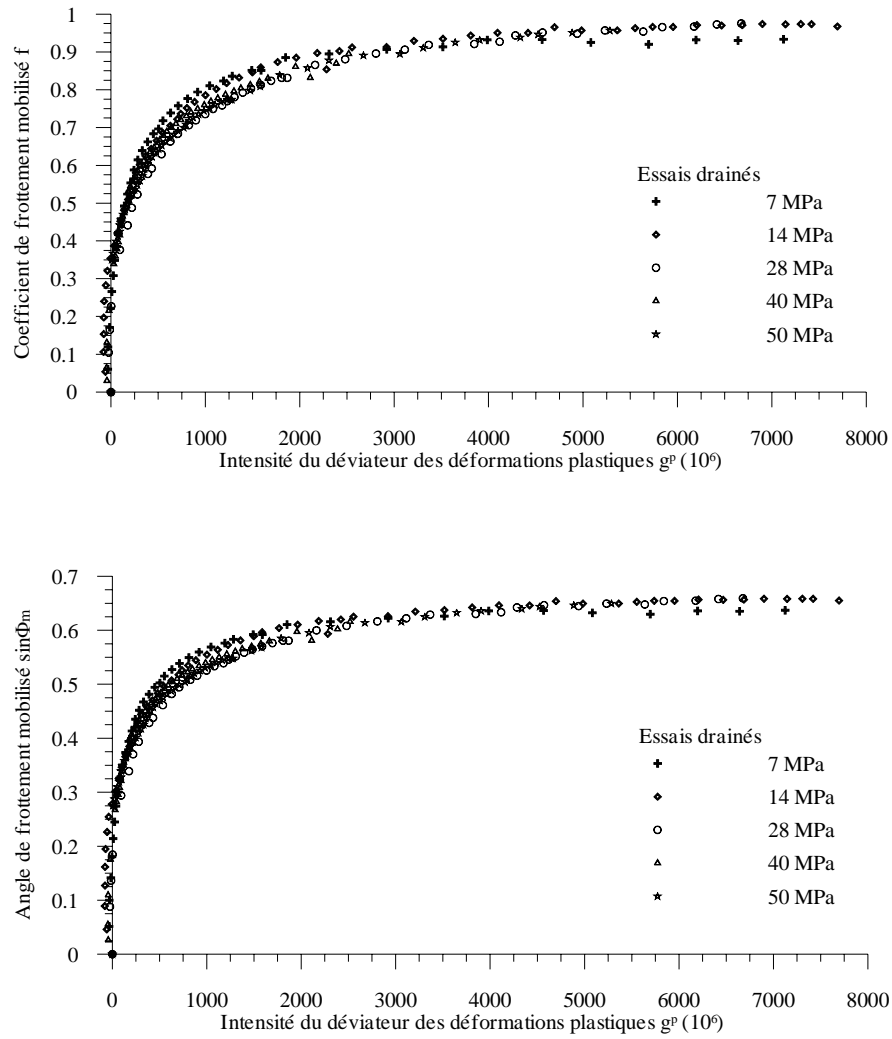
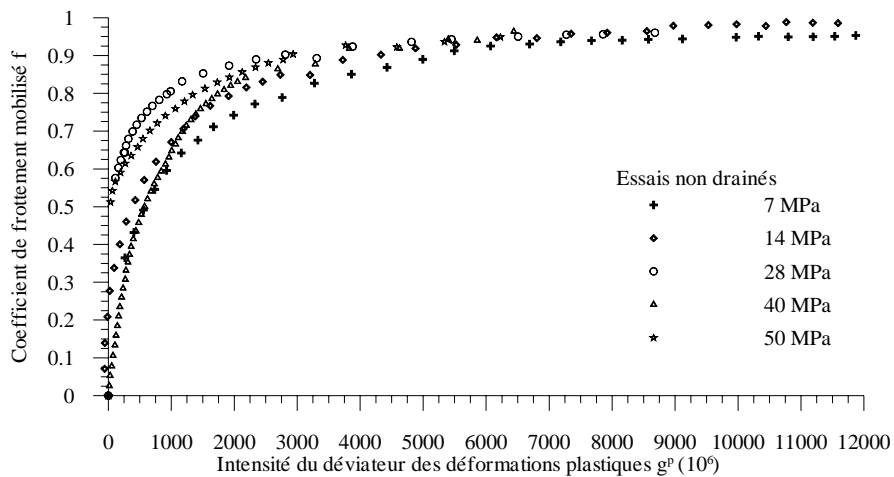


Figure III.3-6 : Coefficient f et fonction μ de frottement mobilisé en fonction du déviateur de déformation plastique pour différents confinement (essais drainés)



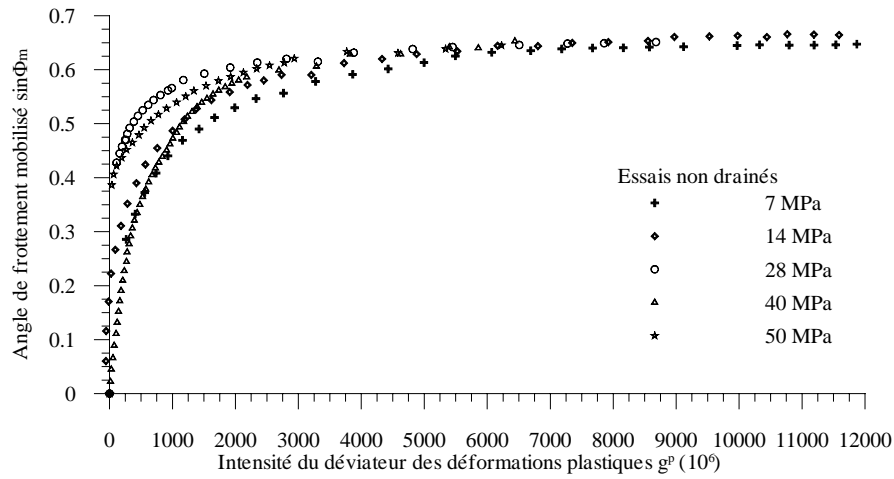


Figure III.3-7 : Coefficient f et fonction μ de frottement mobilisé en fonction du déviateur de déformation plastique pour différents confinement (essais non drainés)

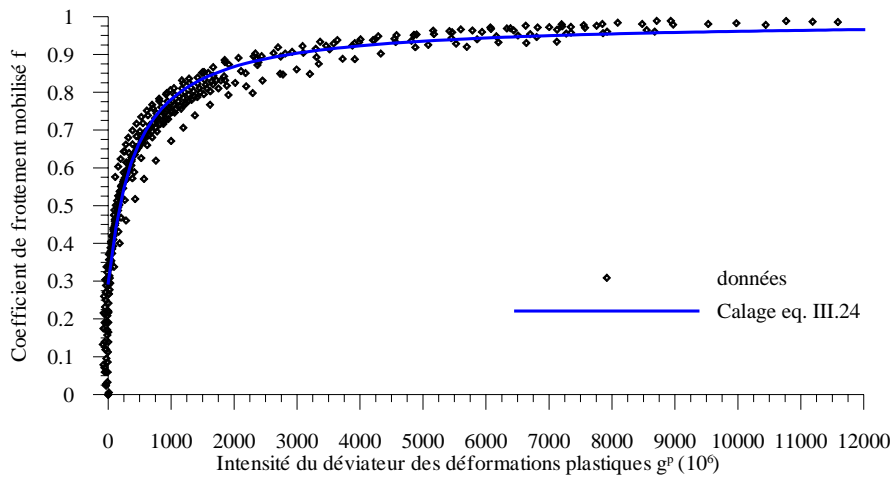


Figure III.3-8 : Calage du coefficient du frottement $f(g^p)$

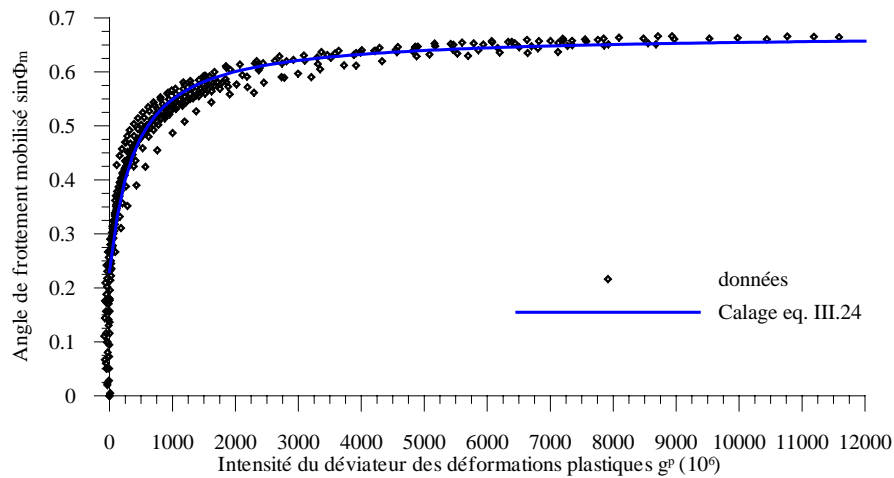


Figure III.3-9 : Calage de la fonction de frottement mobilisé $\mu(g^p)$

III.3.4. Potentiel plastique

La procédure d'évaluation du potentiel plastique est basée sur la détermination en tout point la déformation volumique plastique ε_v^p et du paramètre de dilatance d déterminées suivant l'équations :

$$\varepsilon_v^p = \varepsilon_v - \varepsilon_v^e = (\varepsilon_{ax} - 2\varepsilon_{rad}) - \frac{p'}{K_s} \quad (\text{III-25})$$

$$d = d\varepsilon_v^p / dg^p \quad (\text{III-26})$$

L'évolution de la déformation volumique ε_v^p en fonction de la déformation déviatorique plastique g^p et représentée sur les figures III.3-10 (a) (essais drainés) et III.3-11 (a) (essais non drainés). Elle est approximée par une fonction hyperbolique de la forme :

$$\varepsilon_v^p(g^p) = \frac{d_0 g^p + d_1 (g^p)^2}{1 + d_2 g^p} \quad (\text{III-27})$$

Le paramètre de dilatance $d = d\varepsilon_v^p / dg^p$ est ensuite déterminé par dérivation de cette fonction :

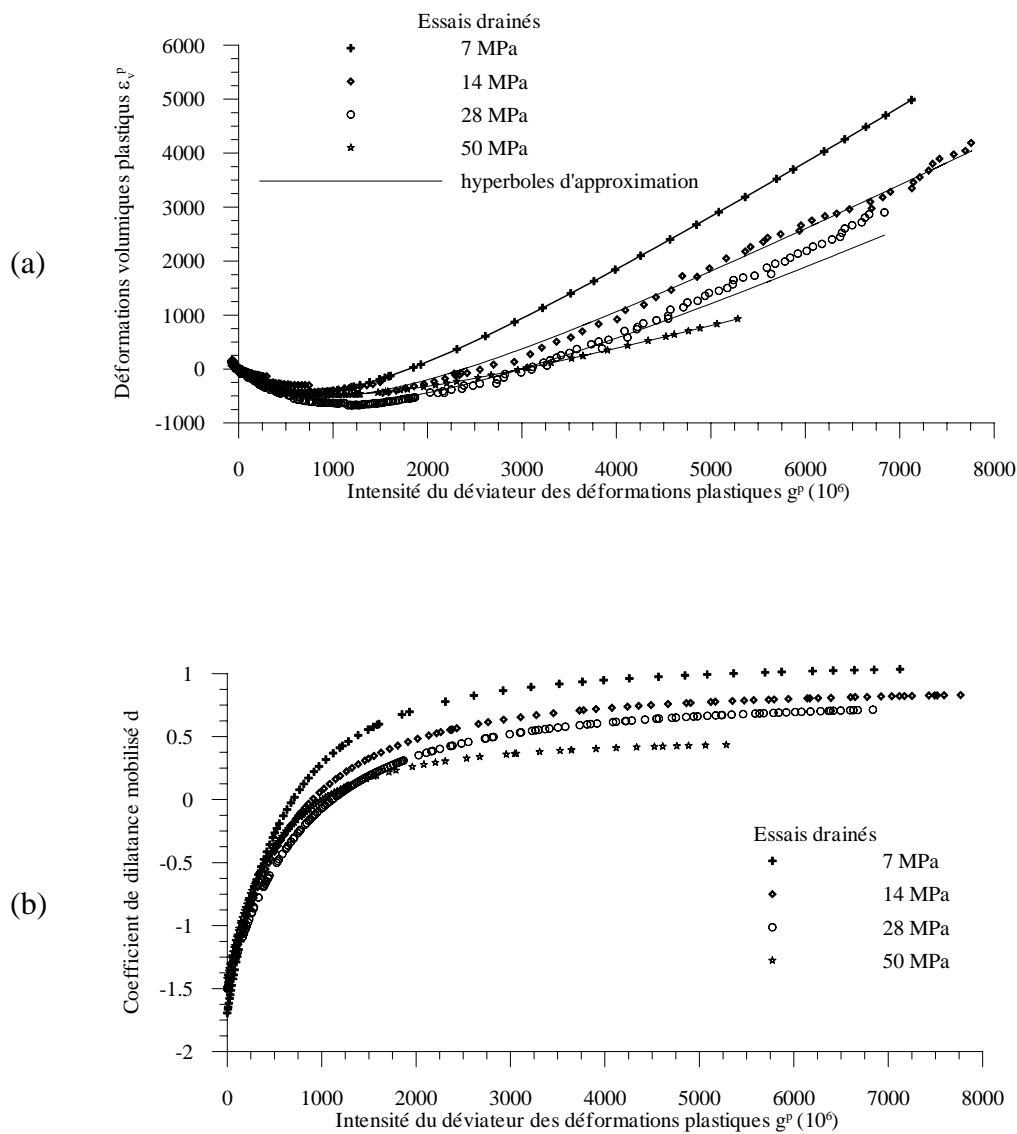
$$d = \frac{d\varepsilon_v^p}{dg^p} = \frac{d_0 + 2d_1 g^p + d_1 d_2 (g^p)^2}{(1 + d_2 g^p)^2} \quad (\text{III-28})$$

Les coefficients d_0 , d_1 et d_2 pour les essais drainés et non drainés, à différentes pressions de confinement, sont donnés dans le tableau III.3-5

Sur des figures III.3-10 (b) et III.3-11 (b) on peut constater que le paramètre de dilatance dépend de la pression de confinement et de la déformation déviatorique plastique. On observe que ce coefficient augmente avec les déformations plastiques et diminue lorsque la pression de confinement augmente.

Le coefficient de dilatance est sensiblement le même à faible pression de confinement pour les essais drainés et non drainés. A forte pression de confinement la dilatance est plus forte pour les essais non drainés. Cela est à relier à la surpression interstitielle plus importante qui se développe à fort confinement.

	Pression de confinement (MPa)	d_0	d_1	d_2
Essais drainés	7	-1,694	9,38E-04	8,61E-04
	14	-1,500	6,30E-04	7,10E-04
	28	-1,499	5,00E-04	6,29E-04
	50	-1,424	4,74E-04	9,78E-04
Essais non drainés	7	-1,205	6,31E-04	6,06E-04
	14	-1,000	7,09E-04	9,40E-04
	28	-0,980	4,55E-04	5,05E-04
	40	-1,567	5,00E-04	6,73E-04
	50	-1,139	3,50E-04	5,07E-04

 Tableau III.3-5 : Valeurs des coefficients de la fonction $\varepsilon_v^p(g^p)$ - Essais drainés et non drainés

 Figure III.3-10 : Evolution des déformations volumique plastiques ε_v^p et du paramètre de dilatance d à différentes pressions de confinement (essais drainés)

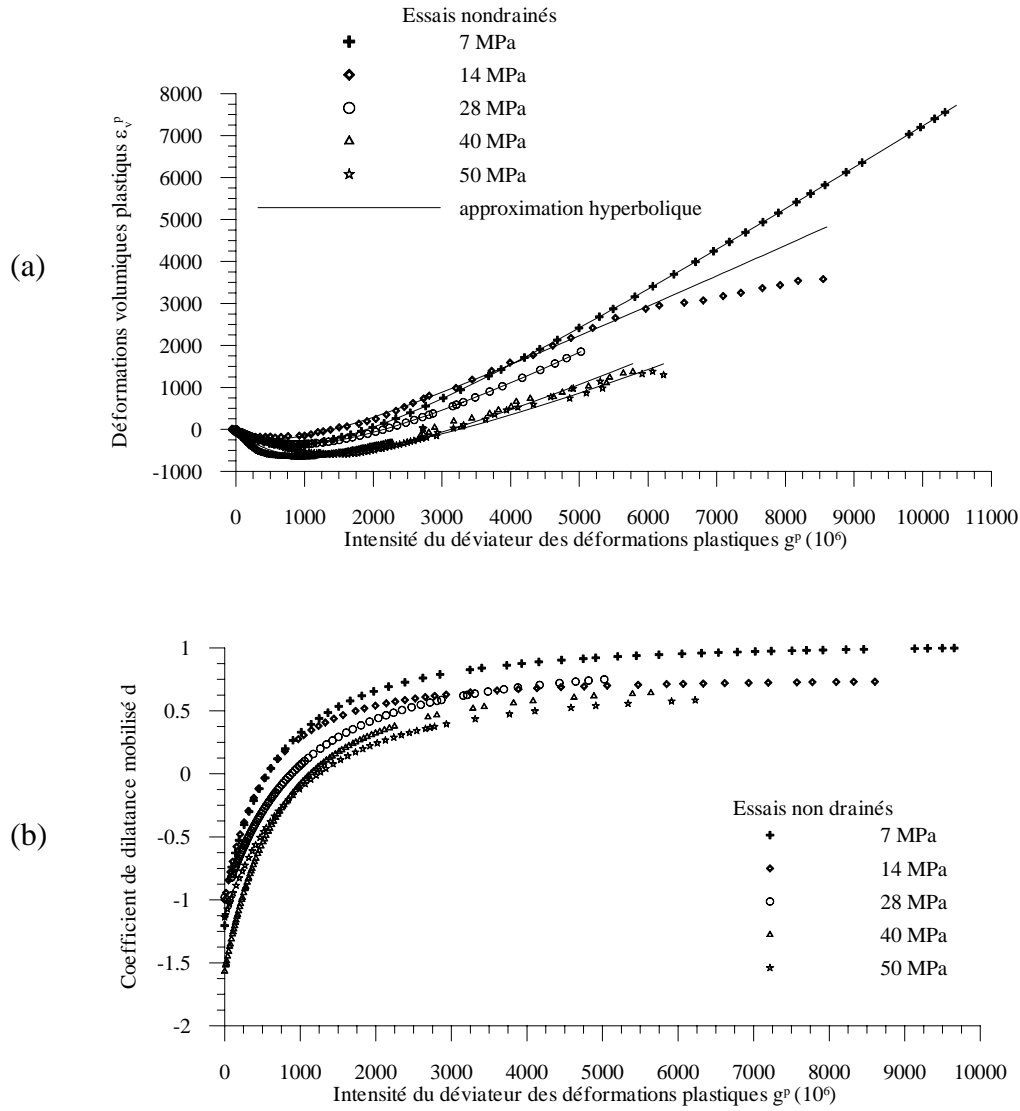


Figure III.3-11: Evolution des déformations volumique plastiques ε_v^p et du paramètre de dilatance d à différentes pressions de confinement (essais non drainés)

Afin de tenir compte de cette dépendance en pression et en déformation pour caler le paramètre de dilatance, nous avons choisi une fonction qui a la forme

$$d(P', g) = d^*(g^p) \xi(p') \quad (\text{III-29})$$

avec

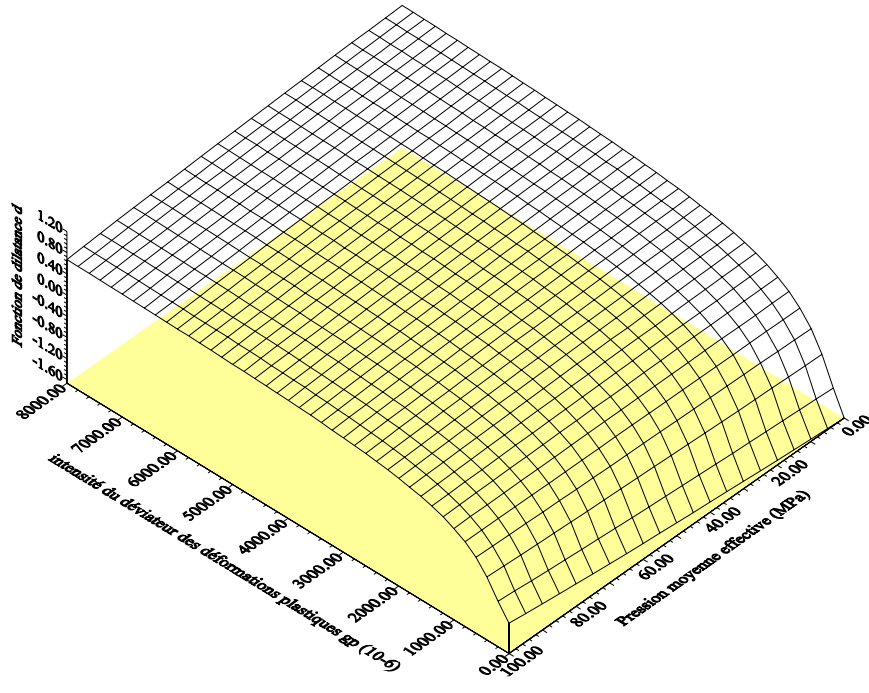
$$\begin{cases} \xi(p') = \left(1 - \frac{p}{p_0}\right)^n \\ d^*(g^p) = \frac{d(p', g^p)}{\xi(p')} = d_0^* + \frac{(g^p)^2}{a^* + b^* g^p + c^* (g^p)^2} \end{cases} \quad (\text{III-30})$$

Pour caler cette fonction, nous avons procédé de la façon suivante : nous avons évalué les valeurs au pic de d et de la contrainte moyenne effective, à différentes pressions de confinement, pour les essais drainés et non drainés. On a trouvé que pour chaque série d'essais drainés et non drainés, les couples correspondant au maximum de dilatance et à la contrainte moyenne effective, se confondent bien. On les a donc approximés par une seule fonction. Puis nous avons calé les données $d(p', g^p)/\xi(p')$ par la fonction $d^*(g^p)$.

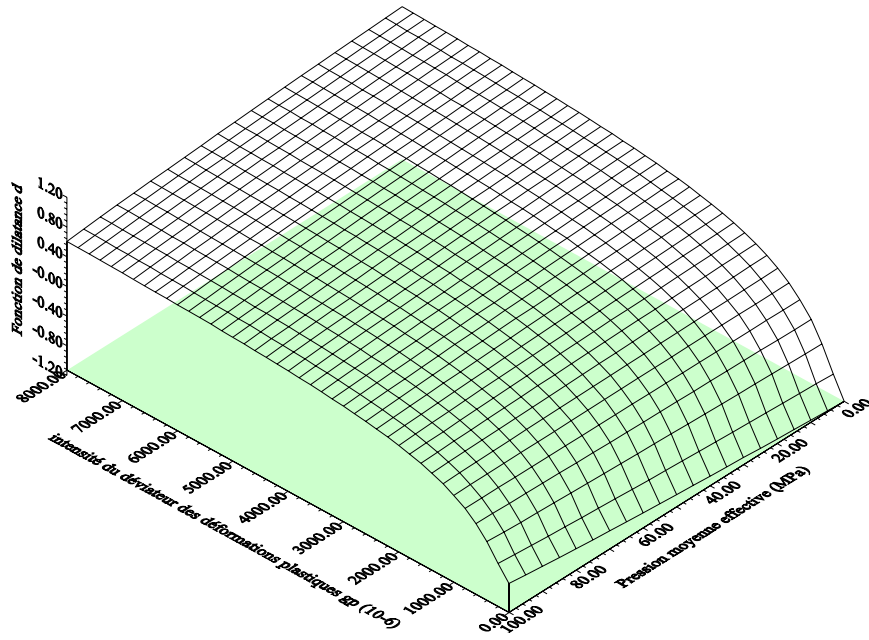
Les coefficients p_0 et n , dans la fonction $\xi(p')$, ainsi que d_0^* , a^* , b^* et c^* , pour les essais drainés et non drainés, sont donnés dans le tableau III.4-6. Les fonctions $d(p', g^p)$ obtenues sont représentées dans la figure III.4-12 (a) et (b)

$d^*(g^p)$			$\xi(p')$	
coefficient	essai drainé	essai non drainé		
d^*	-1,67	-1,13	p'	153.37
a^*	41463	53363		
b^*	179,92	344,5	n	0.4
c^*	0,348	0,442		

Tableau III.4-6 : Valeurs des coefficients de la fonction $d(p', g^p)$



(a)



(b)

Figure III.4-12 (a) et (b) : Représentation de la fonction de dilance $d(p', g^p)$

- (a) Essais drainés – (b) Essais non drainé

III.3.5. Résultats de la simulation

La simulation des essais drainés est illustrée sur les figures III.4-14 (a)–(e). On trouve que l'allure des courbes expérimentales, en termes de contrainte – déformations ainsi que les pics de résistance, sont très bien reproduits par le modèle à différentes pressions de confinement.

Pour la simulation des essais non drainés, nous avons utilisé les paramètres du modèle de comportement déterminés sur les essais drainés (ce qui correspond aux caractéristiques intrinsèques de la roche). On simule alors à la fois l'évolution de la pression interstitielle et des déformations. Nous avons exprimé pour une roche saturée la surpression interstitielle en fonction de la variation volumique de l'espace poreux suivant la même approche que celle que nous avons développée dans le cas élastique dans le paragraphe II.3.2.3 du Chapitre II. Dans ce cas l'équation II-11 devient :

$$n \frac{\Delta u}{K_w} + (1-n) \frac{\Delta p'}{K_s} = \Delta \varepsilon_v \quad (\text{III-31})$$

avec

$$\Delta p' = \Delta p + b \Delta u$$

$$\Delta \varepsilon_v = \Delta \varepsilon_v^p + \Delta \varepsilon_v^p = \frac{\Delta p'}{K} + \Delta \varepsilon_v^p$$

L'évolution de la pression interstitielle peut être alors évaluer par une fonction de la forme suivante :

$$\Delta u = \frac{\left(\frac{1}{K} - \frac{1-n}{K_s} \right)}{\left(\frac{n}{K_w} - b \frac{1-n}{K_s} + \frac{b}{K} \right)} |\Delta p| - \frac{\Delta \varepsilon_v^p}{\left(\frac{n}{K_w} - b \frac{1-n}{K_s} + \frac{b}{K} \right)} = B |\Delta p| - \frac{\Delta \varepsilon_v^p}{\left(\frac{n}{K_w} - b \frac{1-n}{K_s} + \frac{b}{K} \right)} \quad (\text{III-32})$$

Les résultats de cette simulation sont présentés dans la figure III.3-14. La prévision du modèle est assez satisfaisante en terme de la réponse contrainte – déformation, par contre le pic de résistance pour les essais à fort confinement est légèrement sous estimé. En ce qui concerne la réponse en pression interstitielle, on représente dans la figure III.3-15 les courbes d'évolution de la pression interstitielle obtenues expérimentalement et suivant l'équation (III-32). Cette simulation reproduit bien la surpression interstitielle mesurée en

particulier le pic. On remarque que à faible pression de confinement le modèle surestime la surpression.

Enfin, sur la base des résultats de cette simulation, on peut conclure que ce modèle donne des résultats satisfaisant en ce qui concerne les essais drainés. Quant à la simulation des essais non drainés, des essais complémentaires ainsi qu'une amélioration du modèle en terme de la prise en compte de la réponse en pression interstitielle, sont envisagés afin d'arriver à mieux simuler la réponse dans ce type d'essai.

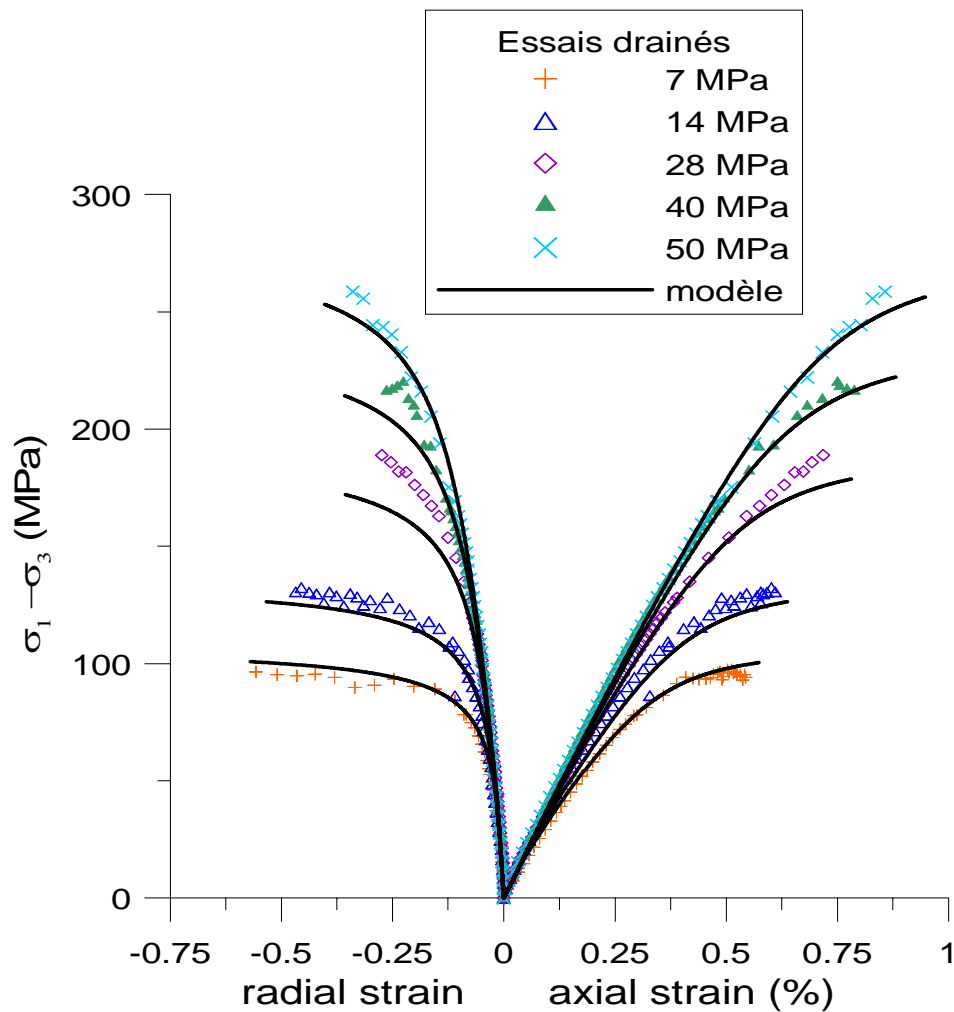


Figure IV.3-13 : Simulation des essais drainés

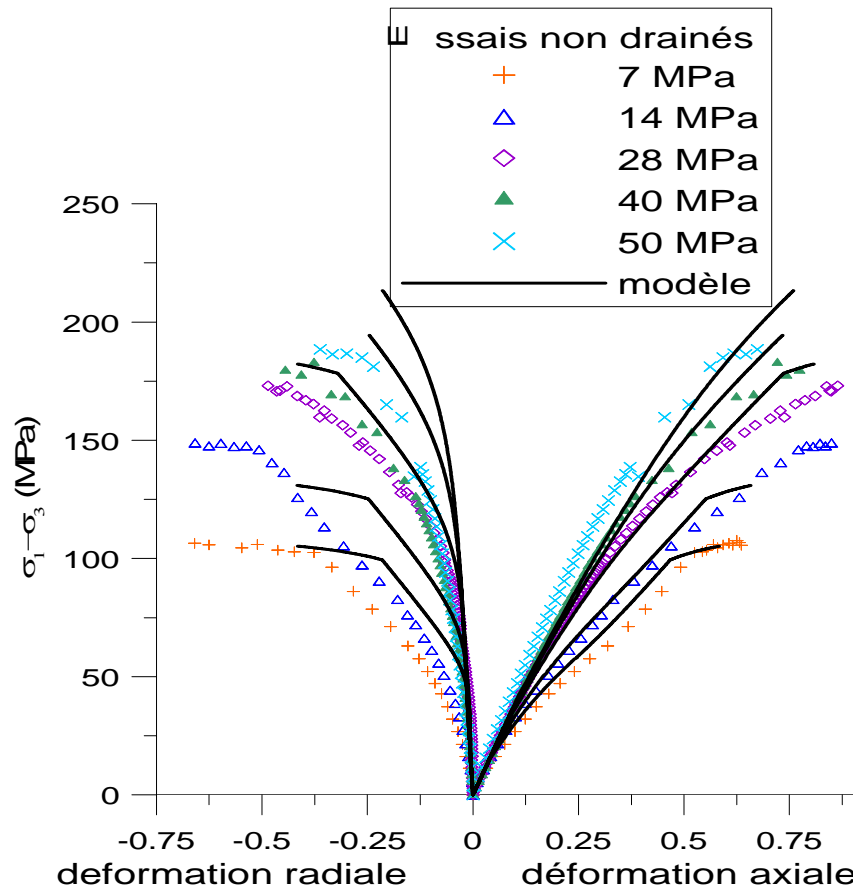


Figure IV.3-14: simulation des essais non drainés

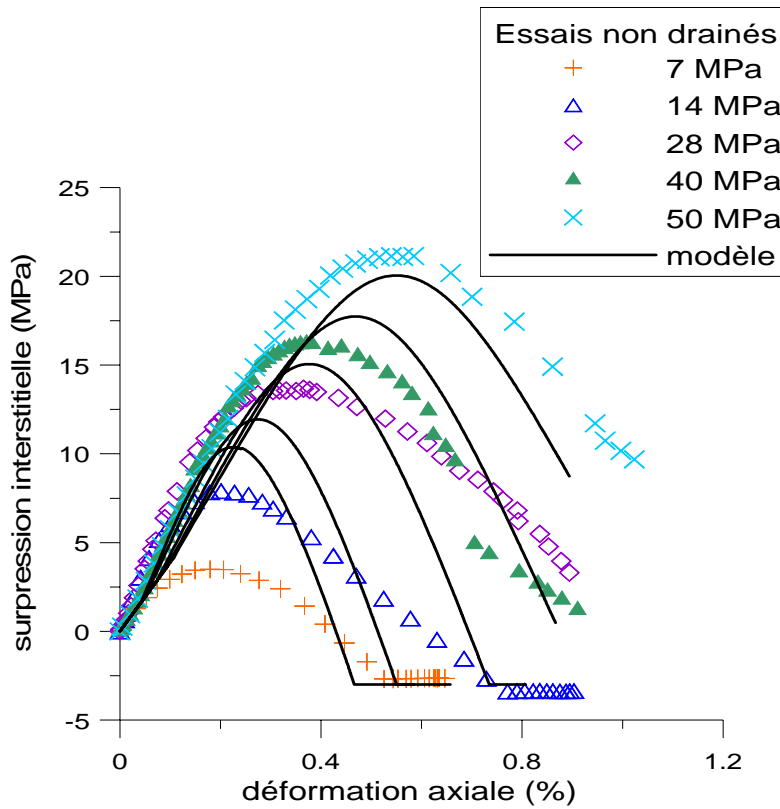


Figure III.4-15 : Evolution de la pression interstitielle à différentes pressions de confinement

III.4. Analyse de la localisation des déformations

Historiquement, l'approche et les bases théoriques qui décrivent les phénomènes de localisation des déformations comme phénomène de bifurcation remontent aux travaux d'Hadamard (1901). Ces travaux reposent sur l'analyse de la vitesse de propagation d'ondes d'accélération dans les solides élastiques linéaires. Plus tard, Thomas (1961), Hill (1962) et Mandel (1964) ont étendu les principes de cette approche dynamique aux matériaux à comportement non linéaire. Une formulation quasi statique de la théorie de la localisation des déformations, adaptée aux géomatériaux a été introduite en 1975 par Rudnicki et Rice (1975). La démarche suivie consiste à rechercher si la description rhéologique de la loi de comportement permet d'obtenir une solution compatible avec les conditions aux limites, et comportant un mode de déformation localisée en bande de cisaillement. Pour pallier aux effets de bord liés aux conditions limites et réduire la complexité des équations, le matériau est supposé homogène, infini et non visqueux. Les conditions aux limites ne jouant aucun rôle dans l'analyse (Rice, 1976), la loi de comportement à elle seule définit les conditions de localisation (seuil de localisation et orientation de la bande de cisaillement).

Dans la suite de ce paragraphe, nous allons rappeler brièvement les principes de l'analyse de localisation suivant la méthode décrite par Vardoulakis et Sulem (1995). Les résultats obtenus (inclinaison de bandes de cisaillement) à partir de cette analyse elastoplastique ainsi que les résultats obtenus à partir d'une approche plus simple par la formule d'Arthur (1977) sont comparés avec les résultats expérimentaux.

III.4.1. Formulation et équation de base

Condition cinématique

Le champ de déplacement est supposé continu. D'après le théorème de Maxwell, seule la composante normale du gradient de déplacement peut être discontinue. Cette condition, appelée condition cinématique, s'écrit :

$$[\partial_j \Delta u_i] = g_i n_j \quad \text{III-33}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} [\partial_1 \Delta u_1] = g_1 n_1 \\ [\partial_3 \Delta u_1] = g_3 n_1 \\ [\partial_1 \Delta u_3] = g_3 n_1 \\ [\partial_3 \Delta u_3] = g_3 n_3 \end{cases} \quad \text{III.34}$$

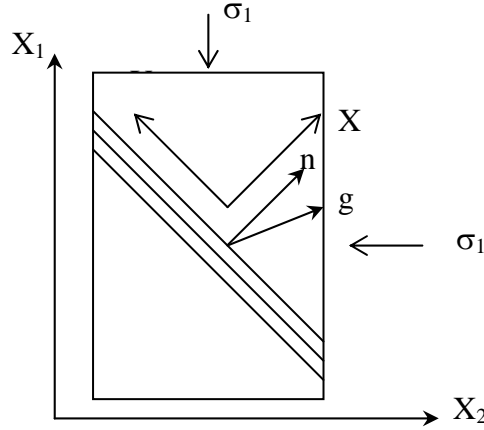


Figure III.4-1: Schématisation de la cinématique d'une bande de cisaillement

Condition statique

La condition statique exprime l'équilibre des vecteurs de forces à travers la bande de cisaillement

$$[dt_i] = [\Delta \sigma_{ij}] n_j \quad \text{III.-35}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} [\Delta \sigma_{11}] n_1 + [\Delta \sigma_{13}] n_3 \\ [\Delta \sigma_{31}] n_1 + [\Delta \sigma_{33}] n_3 \end{cases} \quad \text{III-36}$$

Equations de comportement

Les équations incrémentales de comportement sont écrites sous la forme générale :

$$\Delta \sigma_{ij} = C_{ijkl} \Delta \varepsilon_{kl} \quad \text{III-37}$$

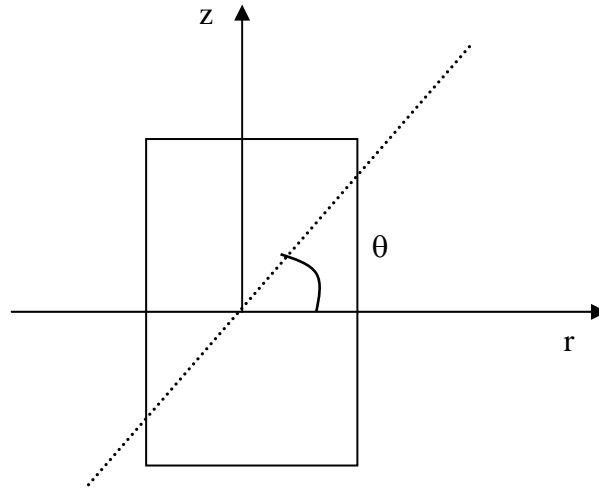
où C_{ijkl} est le tenseur de raideur. Pour le cas d'un état initial correspondant à une compression axisymétrique, l'équation (III-35) s'écrit dans l'axe (r,z) :

$$\begin{cases} \Delta \sigma_{zz} = C_{zz} \Delta \varepsilon_{zz} + C_{zr} \Delta \varepsilon_{rr} \\ \Delta \sigma_{rr} = C_{rz} \Delta \varepsilon_{zz} + C_{rr} \Delta \varepsilon_{rr} \\ \Delta \sigma_{zr} = 2G \Delta \varepsilon_{zr} \end{cases} \quad \text{III-38}$$

où pour un modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb les coefficients C_{ij} s'expriment sous la forme :

$$\text{avec } \begin{cases} C_{zz} = G(k + \frac{4}{3}) - \frac{1}{H}(\frac{1}{\sqrt{3}} + kd)(\frac{1}{\sqrt{3}} + kf) \\ C_{zr} = G(k - \frac{4}{3}) - \frac{1}{H}(\frac{1}{\sqrt{3}} + kd)(\frac{-2}{\sqrt{3}} + kf) \\ C_{rz} = G(k - \frac{4}{3}) - \frac{1}{H}(\frac{-2}{\sqrt{3}} + kd)(\frac{1}{\sqrt{3}} + kf) \\ C_{rr} = G(k + \frac{4}{3}) - \frac{1}{H}(\frac{-2}{\sqrt{3}} + kd)(\frac{-2}{\sqrt{3}} + kf) \end{cases} \quad \text{III-39}$$

$$\text{avec } k = \frac{K}{G}, \quad H = 1 + kfd + h, \quad h = \frac{q-p}{G} \frac{\partial f}{\partial g^p}$$



Condition de localisation

En combinant les conditions statique III-36 et cinématique III-34 avec les équations incrémentales de comportement on obtient l'équation caractéristique suivante pour l'inclinaison θ de la bande de cisaillement :

$$a \tan^4 \theta + b \tan^2 \theta + c = 0 \quad \text{III-40}$$

$$\text{avec } \begin{cases} a = C_{zz} G \\ b = C_{zz} C_{rr} + G^2 - (C_{zr} + G)(C_{rz} - G) \\ c = C_{rr} G \end{cases} \quad \text{III-41}$$

La condition de bifurcation exprime que l'équation III 40 a des solutions réelles pour l'orientation θ de la bande de cisaillement. Cette condition est atteinte dès que

$$\Delta = b^2 - 4ac = 0 \quad \text{avec} \quad b/a < 0 \quad \text{III-42}$$

l'angle d'inclinaison de la bande est alors :

$$\tan \theta_B = (c/a)^{1/4} \quad \text{III-43}$$

III.4.2. Application aux résultats des essais triaxiaux

Les observations expérimentales présentées au chapitre II ont montré que dans les essais globalement non drainés, il y avait un drainage local en raison des phénomènes de microfracturation. L'analyse a donc été développée en conditions drainées en contraintes effectives.

Pour cette analyse, nous avons utilisé les paramètres élastiques (G, K) et plastiques (d, f) déterminés des essais triaxiaux. Les résultats de cette analyse sont récapitulés dans le tableau III.4-1 et les angles d'inclinaison de la bande déterminés sont comparés aux résultats expérimentaux (figure III.4-2). Ces résultats considèrent les essais drainés et non drainés.

De ces résultats en remarque que les valeurs théoriques obtenues pour les angles d'inclinaison correspondent sensiblement aux valeurs expérimentales obtenues à différentes pressions de confinement. On peut donc en déduire que le modèle élastoplastique coaxial, est bien adapté pour l'étude de la localisation des déformations en bandes de cisaillement pour le grès de Fontainebleau.

Confinement effectif(MPa)	orientation mesuré	coefficient de dilataance	orientation calculée (flow theory)
7,0	69,7	1,17	70,3
8,9	70	1,13	69,6
14,0	63,4	1,02	67,7
14,4	68	1,01	67,6
15,0	69	1,00	67,4
16,1	66	0,97	67,0
23,8	68	0,81	64,3
28,0	61,9	0,72	62,9
28,2	66	0,71	62,8
28,2	66,5	0,71	62,8
29,4	63,5	0,69	62,4
33,1	60	0,61	61,2
33,8	62	0,59	61,0
40,0	57	0,46	59,0
40,0	60	0,46	59,0
50,0	54	0,25	56,0

Tableau III.4-1 : Résultats théoriques obtenus à partir de l'analyse de localisation

Nous avons aussi procédé dans le cadre de cette analyse à la détermination de l'orientation des bandes de cisaillement, à partir de la formule proposée par Arthur et al (1977) présentée ci-dessous sur la base des résultats expérimentaux. Cette approche a été utilisée auparavant par Vardoulakis (1980) avec succès pour prédire l'orientation des bandes de cisaillement dans le cas d'essais biaxiaux.

$$\theta_B = 45^\circ + \phi/4 + \psi/4 \quad (\text{III-41})$$

ou ϕ est l'angle de frottement et ψ est l'angle de dilatance correspondant au seuil d'initiation de la localisation de déformation. Dans cette analyse, nous avons supposé que la formation des bandes de cisaillement se produit au maximum du déviateur de contrainte correspondant à un angle de frottement mobilisé de 41.3° . L'angle de dilatance a été évalué sur la base des résultats expérimentaux à différentes contraintes effective. Pour les essais drainés et non drainés, on observe que l'angle de dilatance au pic de résistance évolue linéairement avec la contrainte de confinement effective. Cette évolution peut être décrite par la relation (figure III.4-3):

$$\psi(^{\circ}) = -0.76\sigma'_{rad} (\text{en MPa}) + 48.3$$

Comme c'est montré dans la figure III.4-4, la formule d'Arthur donne une évolution acceptable de l'orientation des bandes de cisaillement avec la pression de confinement effective.

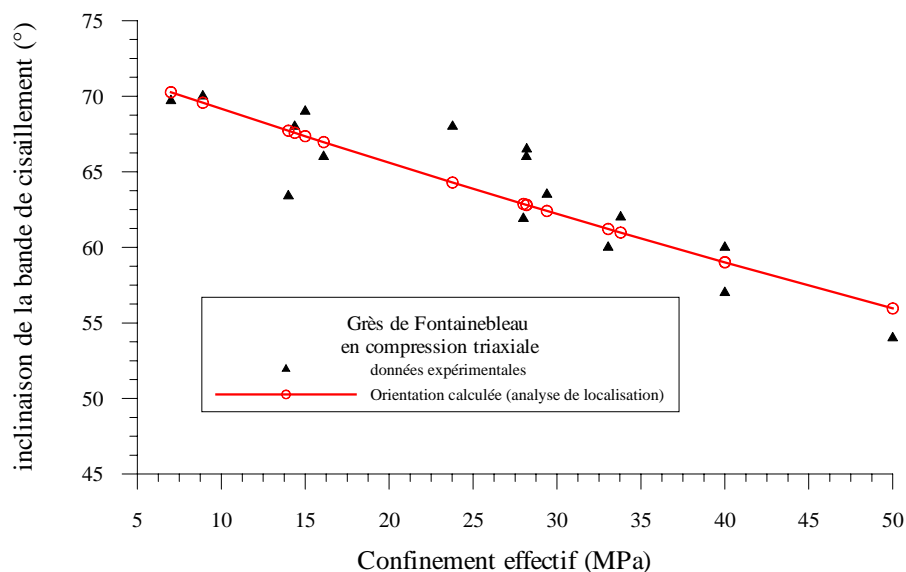


Figure III.4-2 : orientation des bandes de cisaillement « valeurs expérimentales et approche théoriques par analyse de localisation »

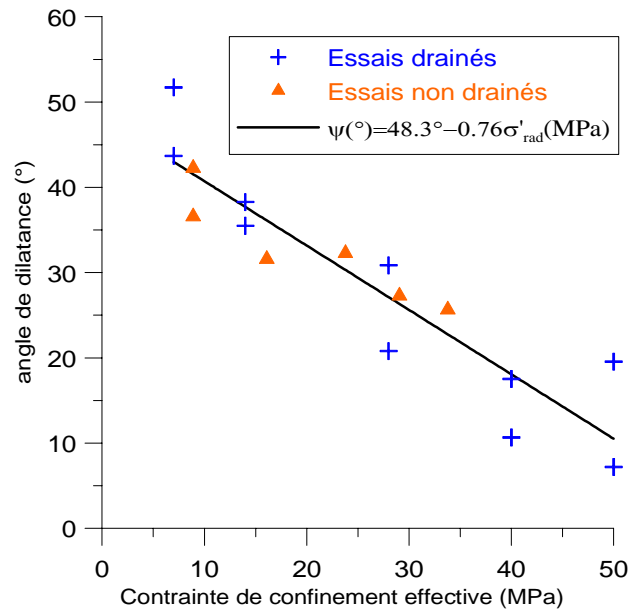


Figure III.4-3 : angle de dilatance en fonction de la contrainte de confinement effective

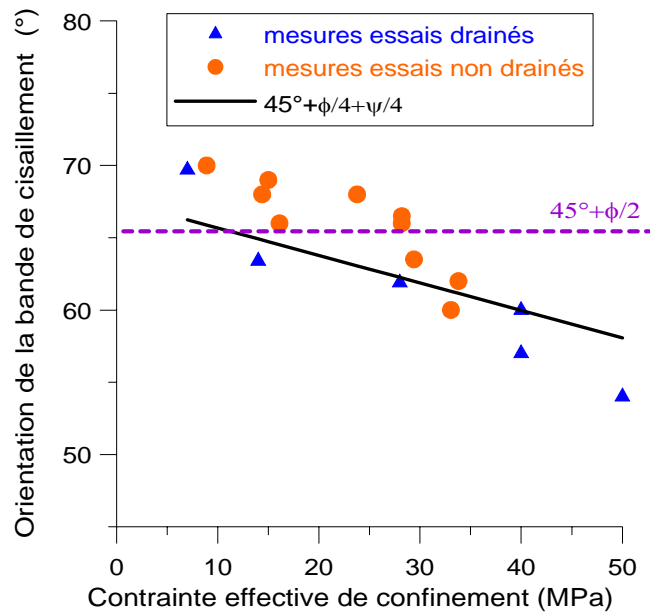


Figure III.4-4 : orientation des bandes de cisaillement « valeurs expérimentales et approche par la formule d'Arthur (1977) »

Chapitre IV

Analyse de la microstructure des bandes de cisaillement et estimation de la perméabilité

IV.1. Introduction

L'observation au microscope optique et électronique à balayage (MEB) de la microstructure des bandes de localisation, de formation naturelle ou obtenues dans les essais de laboratoire a été réalisée par plusieurs auteurs parmi lesquels Aydin et Johnson (1983), Antonellini et al (1994), Tourigny et Tremblay (1997), Mair et al (2000), Main et al (2001) et El Bied et al (2002).

Ces bandes de localisation qui peuvent apparaître semblables à l'échelle macroscopique, ont des textures très différentes à l'échelle microscopique en fonction des mécanismes de déformation dominants. Quatre types de mécanismes de déformations à l'échelle du grain peuvent être distingués (Du Bernard et Labaume 2002) : les glissements et rotations de grains, la fracturation intragranulaire, la fracturation transgranulaire et la dissolution. Ils peuvent agir indépendamment ou collectivement, produisant ainsi une localisation en bandes d'intense déformation. Ces mécanismes de déformation sont contrôlés par plusieurs paramètres qui sont la nature de la roche (porosité, cimentation), le champs de contrainte (particulièrement la pression effective de confinement), la température et la présence de particules argileuses (Antonellini et al 1994). Antonellini et al (1994), dans leur étude de la microstructure des bandes dans les grès poreux du « Arche National Park, Utah », ont montré que le comportement dilatant ou contractant dans les bandes dépend de la porosité et de la pression de confinement. Ils ont trouvé qu'une forte porosité et une forte pression de confinement favorisent la compaction qui se caractérise par la

fragmentation et le broyage des grains, alors qu'une faible porosité et une faible pression de confinement favorisent la formation de bandes dilatantes. Ils ont également souligné que la présence de particules argileuses en grande quantité est un facteur qui contrôle de façon importante la microstructure des bandes de déformation.

Dans ce chapitre, nous étudions l'évolution de la microstructure des bandes de déformation d'échantillons cisailés sous une sollicitation triaxiale ainsi que les conséquences de cette évolution sur les propriétés de transfert de fluide dans la roche. Pour ce faire, les échantillons cisailés à différentes pressions de confinement ont été injectés après essais par une résine en vue d'un examen au microscope électronique à balayage (MEB). L'analyse des images prises au microscope, au moyen d'un logiciel d'analyse d'image, a permis de caractériser les processus de déformation et de quantifier des paramètres tels que la taille de grain, la porosité surfacique ou encore la surface spécifique. Ces paramètres constituent des données essentielles dans l'établissement du lien entre la microstructure et les propriétés physiques de la roche tel que la perméabilité.

IV.2. Technique de préparation et d'observation

Les difficultés que nous pouvons rencontrer dans l'étude de l'évolution de la microstructure des bandes de cisaillement, peuvent être classées en trois grands points : la conservation d'un échantillon intact après essai sans aucune discontinuité, les techniques utilisées pour avoir une bonne visualisation de l'espace poreux, la représentativité et la validité des paramètres mesurés à l'aide du logiciel de traitement d'image.

Le problème de conservation d'échantillons intacts après essai a été résolu par le pilotage de la partie post pic (voir chapitre II). Cette technique nous a permis de contrôler la rupture dans les échantillons testés et d'arrêter l'essai avant que la rupture totale ne se produise (voir figure IV.2-1). Les bandes de cisaillement après essai apparaissent sur la surface de l'échantillon comme des zones blanches. Ce changement de coloration est dû à l'endommagement local relativement importante du matériau. Ce changement de coloration rend les microfissures en général plus facile à observer et permet d'évaluer l'épaisseur et l'orientation des bandes de cisaillement. Notons aussi que dans le souci de sauvegarder des échantillons intacts, nous avons choisi de les laisser dans leurs membranes afin de pouvoir mieux les conserver. Ils sont ensuite démontés puis placés dans une cloche à vide où ils sont imbibés de résine époxy. Une fois la résine polymérisée, l'échantillon est scié dans le sens longitudinal (fig IV.2.2) pour permettre l'observation des bandes cisaillements et l'évaluation de leur orientation. Les coupes planes sont ensuite polies puis métallisées à l'or par pulvérisation sous vide. Cette opération permet de répartir au mieux la charge des électrons lors des observations au Microscope

Electronique à Balayage (MEB). La métallisation est nécessaire pour rendre conductrice la surface de l'échantillon (qui est un isolant). Elle permet d'obtenir des images de qualité, condition indispensable pour l'obtention de clichés exploitables par la suite. Les observations ont été réalisées à l'aide d'un microscope Philips XL 30 équipé de deux types de détecteurs :

- un détecteur d'électrons secondaires qui permet la restitution d'une image soulignant les contrastes topographiques,
- un détecteur d'électrons rétro-diffusés qui permet d'obtenir une image en contraste de numéros atomiques.

Ce microscope est associé à une microsonde EDAX (à dispersion d'énergie) qui permet d'obtenir une analyse élémentaire de la zone bombardée. Plusieurs préparations et observations ont été faites par échantillon, à plusieurs endroits de la bande de cisaillement et suivant un profil perpendiculaire à l'axe de la contrainte principale majeure. Les images ont été prises avec le détecteur d'électrons rétro-diffusés noté BSE en légende des images. Quelques exemples de photographies sont présentés sur les figures IV.2-3 (a) – (b).

Les paramètres de réglage du filament au tungstène, source d'électrons du microscope ont été optimisés et reproduits à chaque séquence de prise d'image. Un nombre important d'images a été saisi pour s'assurer de la répétabilité des observations.

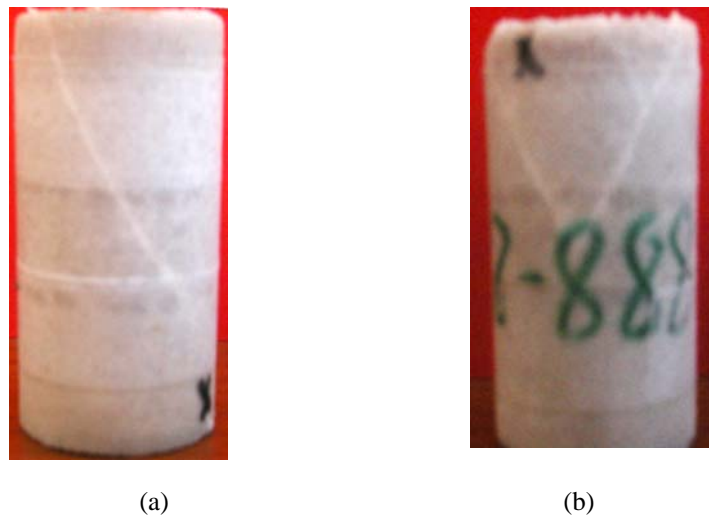
Plusieurs séries d'images à différents grossissements ont été enregistrées

Enfin des échantillons témoins, ont été préalablement étudiés afin de bien connaître les caractéristiques naturelles du grès de Fontainebleau.

La troisième et ultime étape de cette étude concernent la quantification de paramètres tels que la porosité surfacique, la surface spécifique, la taille des grains, par analyse d'images. Chaque image prise au MEB est représentée par une matrice de niveau de gris, comportant des valeurs entre 0 et 255 correspondant à la différence de densité atomique. Dans le cas d'échantillon injecté, la résine epoxy qui remplit l'espace poreux apparaît de couleur noire (niveau de gris égal à zéro) ou proche de noir, les particules formant la matrice solides ont d'une couleur du gris clair (niveau de gris égal à 255). Le logiciel d'analyse d'image que nous avons utilisé (IMAQ-VISION Builder¹), permet d'effectuer un seuillage de l'image en fixant la valeur du niveau de gris à partir duquel on construit une image binaire qui attribue la valeur 0 pour le solide et 1 pour le vide. Un bon seuillage est obtenu par l'examen de l'histogramme des niveaux du gris et la vérification par comparaison entre l'image originale et l'image binaire (figure IV.2-4). Le résultat de l'image binaire est

¹ logiciel de traitement d'image de NATIONAL INSTRUMENTS

ensuite analysé au moyen du même logiciel pour déterminer des paramètres tels que la porosité surfacique, la surface spécifique, l'orientation et la taille des grains. Une étude de détermination de la porosité sur des échantillons de grès de Fontainebleau de différentes porosités par saturation et au porosimètre ont montré que la porosité surfacique déterminée au moyen de l'analyse d'image donne une bonne approximation (voir paragraphe IV.3.1).



Figures IV.2-1 : Exemple de bande de cisaillement d'échantillon testé sous contrainte de confinement (a) 28 MPa et (b) 50 MPa

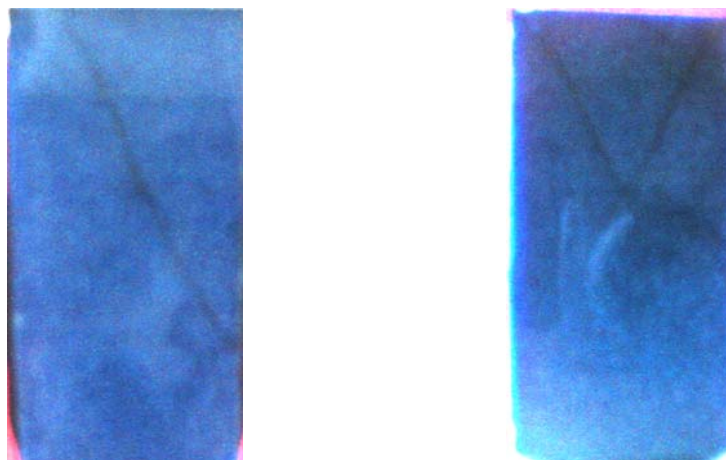


Figure IV.2-2 : Allure de la bande de cisaillement après injection de résine

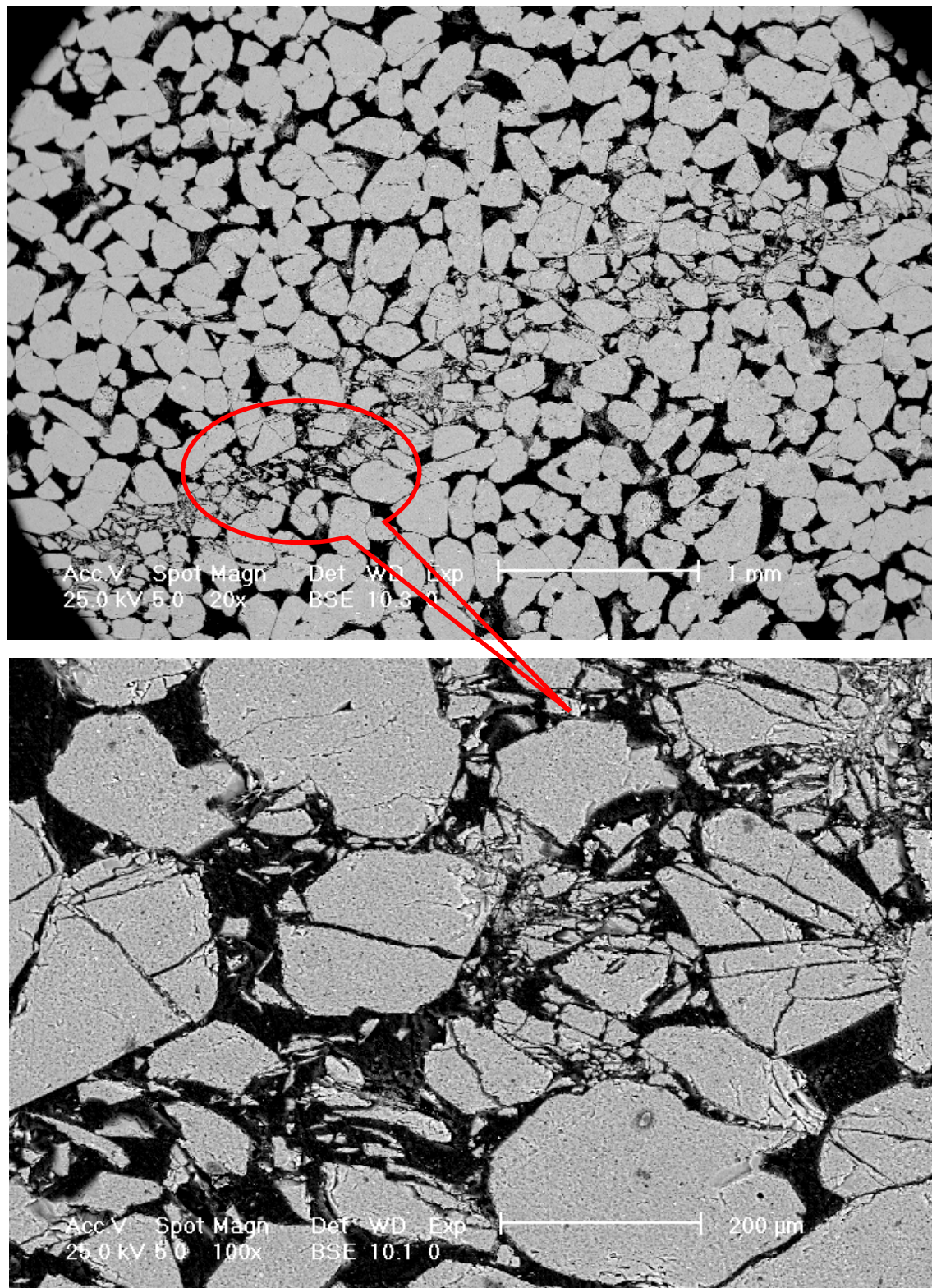


Figure VI.2-3 (a) : Exemples images d'une bande de cisaillement dilatante présent au MEB (essai drainé - 7MPa)

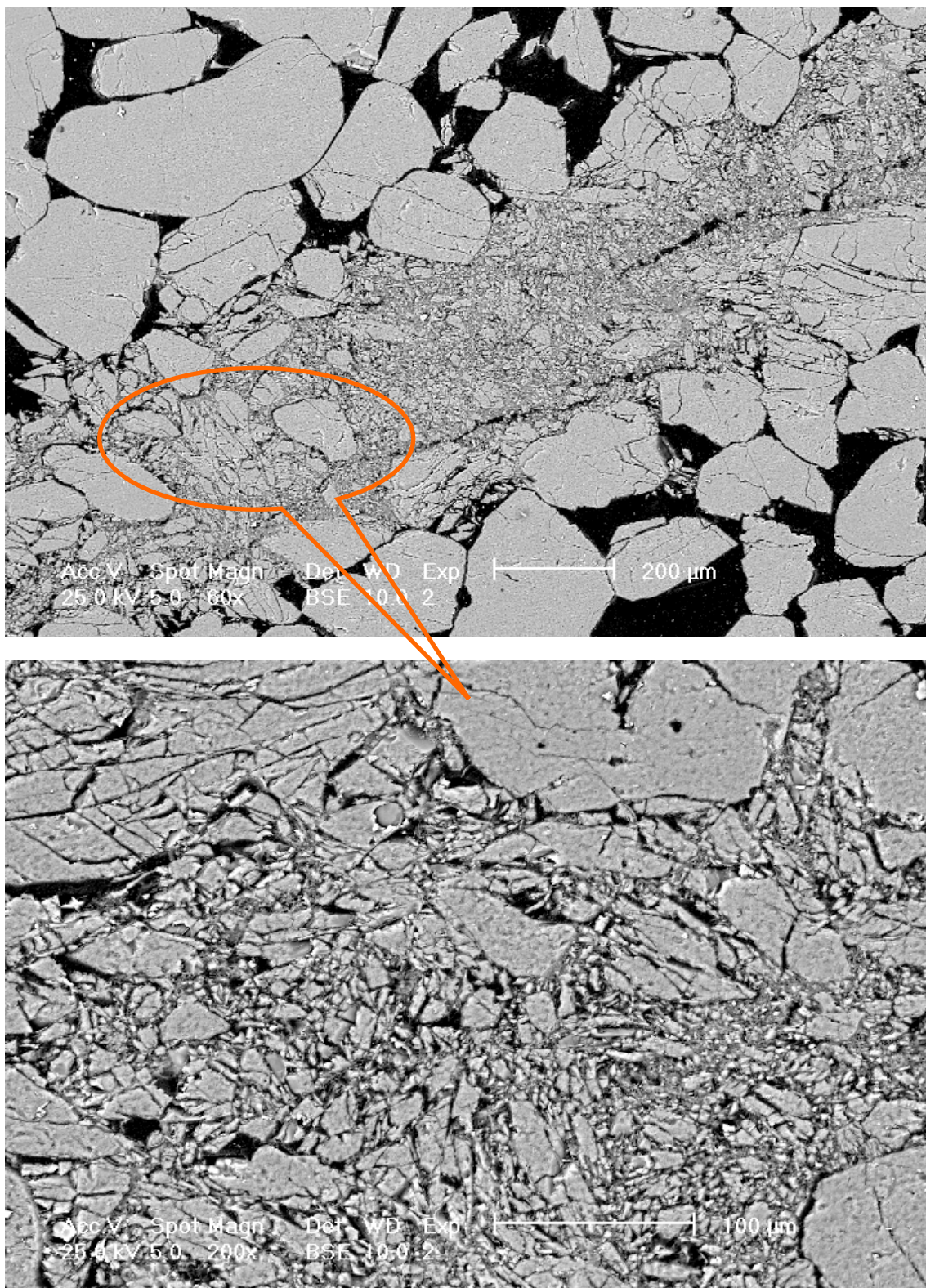


Figure VI.2-3 : Exemples images d'une bande de cisaillement contractante présent au MEB (essai drainé à 50MPa)

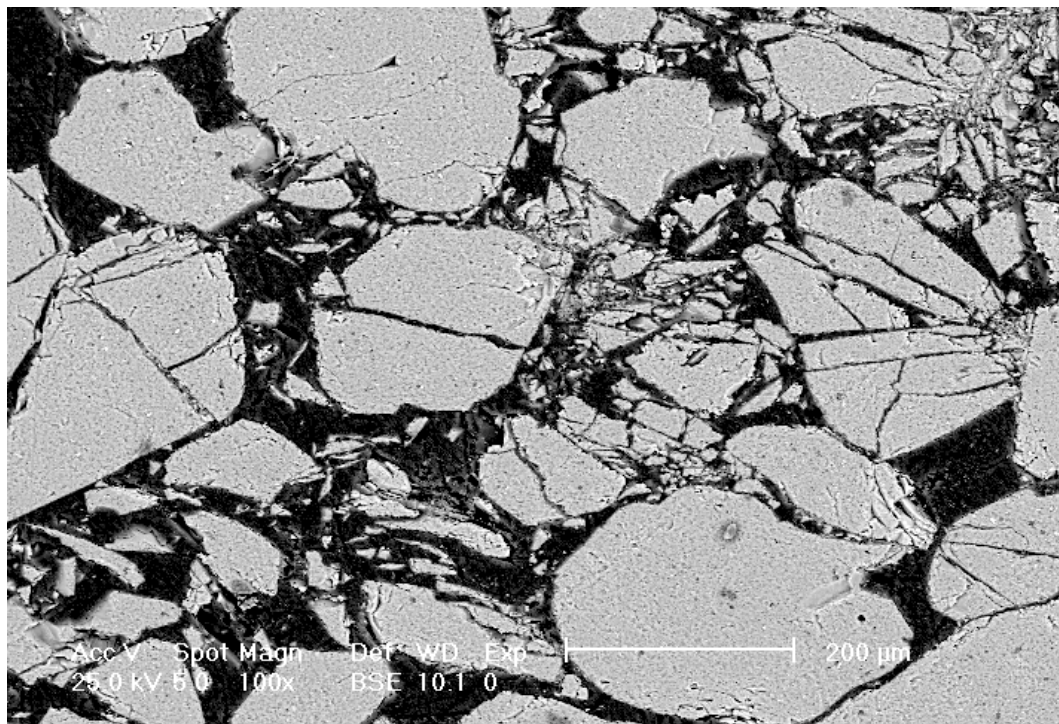


Image prise au MEB

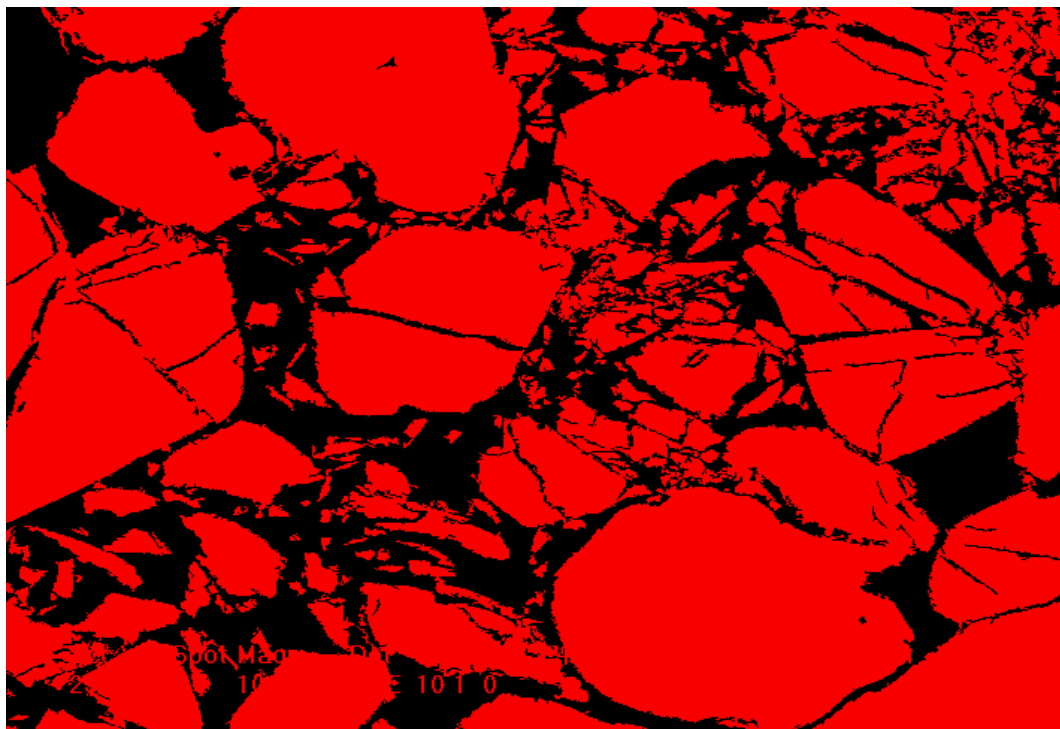


Image binaire après traitement

Figure IV.2-4 : Exemple d'image prise au MEB traité au moyen du logiciel d'analyse d'image « IMAQ-VISION Builder 6 »

IV.3. Analyse microscopique

IV.3.1. Validation de la méthode d'analyse d'images

La technique d'analyse d'images au moyen d'outils informatiques a été souvent utilisée pour quantifier les paramètres de microstructure (Antonellini et al 1994 ; Menéndez et al 1996 ; Ioannidis et al 1996 ; Liang et al 2000 ; Cerepi et al 2002). Ioannidis et al 1996, par exemple, ont étudié la perméabilité de roches réservoir par analyse statistique de paramètres de la microstructure de l'espace poreux en se basant sur des analyses d'images prises au MEB. Ils ont réalisé un grand nombre d'images pour la détermination des paramètres de leur modèle statistique d'estimation de la perméabilité (porosité, fonction d'autocorrélation). En ce qui concerne la porosité des échantillons de roche observés, ils ont trouvé que celle-ci est bien approchée par la porosité surfacique évaluée de l'analyse d'images (figure IV.3-1). Les auteurs soulignent l'importance d'une bonne résolution et d'un bon réglage du contraste lors de l'acquisition des images. De notre point de vue, les principaux points à respecter afin de pouvoir obtenir des résultats d'analyse d'image fiables sont :

- i. Beaucoup de soin lors de la manipulation et la préparation des échantillons (injection de résine, découpage et surfaçage, métallisation)
- ii. La bonne compréhension du fonctionnement des outils utilisés (MEB, logiciel d'analyse d'image), et le choix rigoureux des paramètres lors du traitement d'image au moyen du logiciel (seuils, filtres,...)

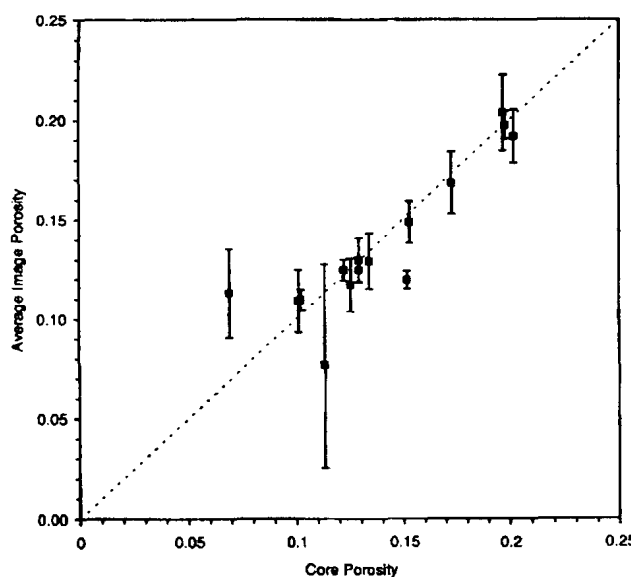


Figure IV.3-1 : comparaison entre la porosité mesurée et la porosité d'image (d'après Ioannidis et al 1996)

Pour l'étude de la microstructure du grès de Fontainebleau, au moyen du logiciel « IMAQ-VISION Builder 6 » (figure IV.3-3), nous avons réalisé, dans un premier temps, des analyses sur des échantillons intacts de différentes porosités (entre 7 et 20%). Les résultats obtenus, en terme de porosité, ont été comparés aux résultats déterminés par les méthodes expérimentales de saturation à l'eau et d'intrusion de mercure (porosimétrie) (voir tableaux IV.3-1 (a)-(c)). Les porosités surfaciques déterminées suivant cette analyse d'image approchent bien les résultats obtenus suivant les deux autres méthodes. Quant aux résultats obtenus de cette analyse, en terme de surface spécifique, on les trouve satisfaisants comparés à ceux donnés par Fredrich et al (1993) dans le cas de quatre échantillons de la même roche (tableau IV.3-2).

Cette étude, sur des échantillons de grès intacts, nous a permis de montrer l'efficacité de notre logiciel d'analyse d'imagerie dans la détermination des paramètres de microstructure. Cela justifie notre choix de l'utiliser dans l'analyse de la microstructure des échantillons cisailés, afin d'identifier et de quantifier les paramètres tels que la taille de grains, la porosité surfacique ou encore d'autres paramètres géométrique et topologique indispensables à l'utilisation des différents modèles de prévision de la perméabilité.

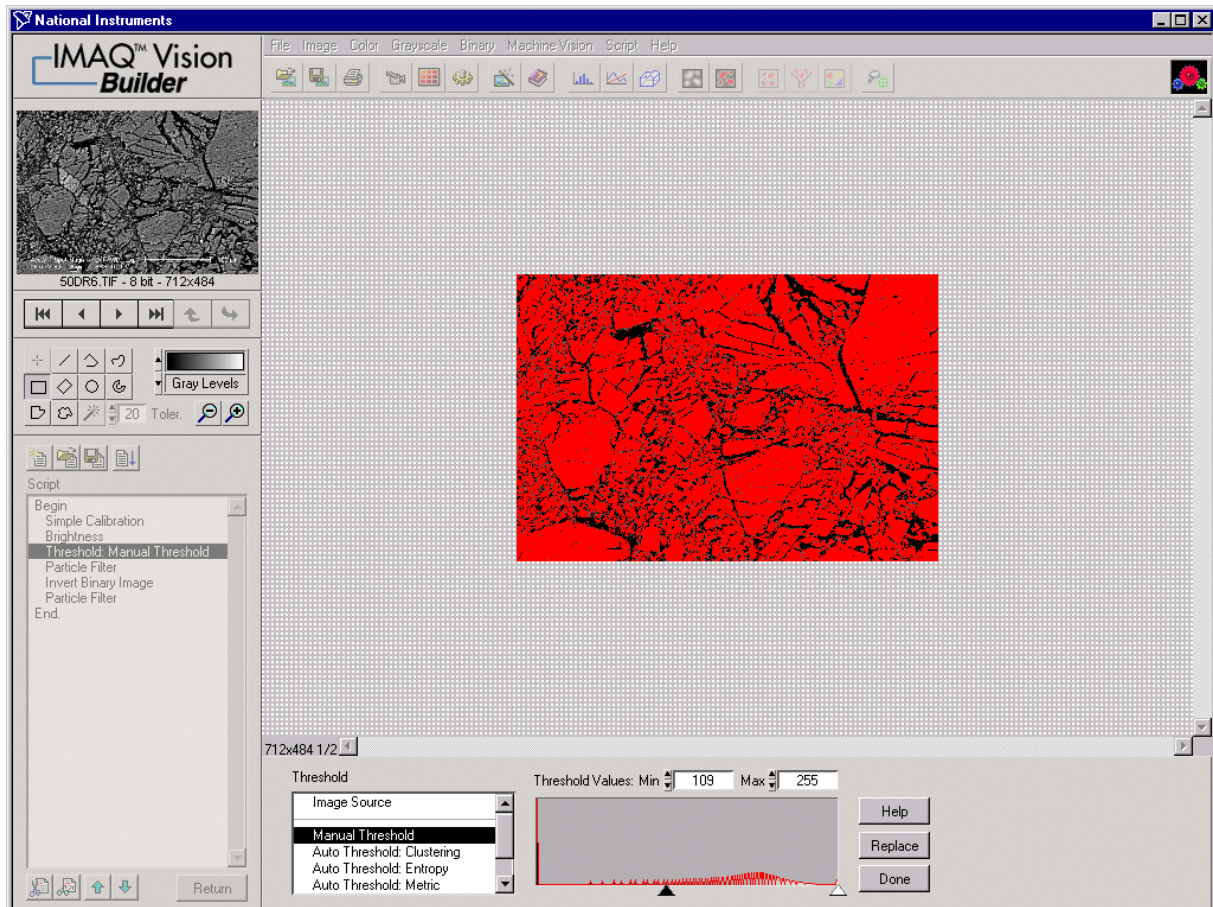


Figure IV.3-3 : logiciel IMAQ-VISION Builder 6

référence de l'échantillon	Volume(cm3)	Masse seche	Masse saturée	porosité effective
877-E	102,9	259,2	266,7	7,2
878-A	76,6	172,9	183,7	14,1
878-B	101,9	238,5	249,9	11,2
878-D	76,6	163	176,9	18,2
878-E	100,4	218,6	235,8	17,1

(a) résultats de porosité à l'eau et porosité par pesée

RESULTATS	Porosité mesurée sur d'image(%)	Porosité moyenne	Surface spécifique des pores Sv par rapport au volume total(mm ⁻¹)	Surface spécifique Sv moyenne (mm ⁻¹)
877E-1	7.3	7.1	16,8	15,6
877E-2	7.1		15,1	
877E-3	6.8		14,8	
878A-1	14.7	14.1	16,1	16,1
878A-2	13.6		16,4	
878A-3	13.8		15,7	
878B-1	8.1	9.6	15,9	15,1
878B-2	9.4		14,9	
878B-3	11.3		14,4	
878D-1	21.0	21.1	21,7	22,0
878D-2	21.1		22	
878D-3	21.3		22,4	
878E-1	18.6	17.6	17,8	19,3
878E-2	17.4		20,1	
878E-3	17.3		20	

(b) résultats de porosité d'image « logiciel traitement d'image IMAQ vision Builder 6 »

RESULTATS	877E	878A	878B	878D	878E
Volume total cumulé (mm ³ /g)	24.6	55.8	44.6	89.1	75
Rayon de pore moyen (µm)	2.3	15.7	13.4	22.5	20.1
Porosité totale (%)	6.3	13.2	10.6	19.7	17.2
Densité apparente corrigée (g/cm ³)	2.74	2.74	2.67	2.76	2.77

(c) résultats des essais de porosité par intrusion de mercure

Tableaux IV.3-1 (a)-(c)

Sample	Dry density (g/cc)	Grain density (g/cc)	Total porosity (%)
F1	2.527	2.648	4.6
F4	2.363	2.646	10.7
F7	2.226	2.648	15.9
F8	2.101	2.642	20.5

Sample	N_L^* (1/mm)	S_v^{**} (mm ² /mm ³)	\bar{L}_3^\dagger (μm)
F1	2.34±0.69	9.36±2.76	26.1
F4	5.08±1.19	20.32±4.76	24.7
F7	5.61±0.91	22.44±3.64	35.1
F8	4.94±0.57	19.76±2.28	37.9

* Mean pore intercepts per unit length meas mm² area.
** Mean pore surface area per unit volume u
† Mean chord length measured over a 4 mm
‡ Mean hydraulic radius using (2).

Tableau IV.3-2 : propriétés physique et géométrique du grès de Fontainebleau d'après Fredrich et al (1993)

IV.3.2. Résultats de l'analyse d'image

Nous avons réalisé une série de photographies au MEB des zones de cisaillement formées dans les échantillons de grès de Fontainebleau en compression triaxiale en conditions drainées et non drainées (voir chapitre II).

Quelques exemples de photographies de chaque série d'observation, sont présentés ici (figures IV.3-5 (a) –(c)). A partir de ces observations quelques remarques importantes peuvent être formulées :

- La structure des bandes de cisaillement dans les échantillons testés sous 7 et 14 MPa de confinement, dans le cas d'essais drainés ou non-drainés, est tout à fait semblable. Elle a un aspect lâche. A l'intérieur des bandes les grains sont fragmentés, il y a peu de broyage. Ce broyage est plutôt localisé et on l'observe surtout dans les échantillons testés à 14 MPa. La taille des fragments varie entre quelques microns et la taille du grain sain (200 à 250 μm) (figures IV.3-5 (a)).

L'épaisseur de la bande, à ces niveaux de pression de confinement, est comprise entre 200 et 500μm, soit la taille moyenne de un à deux grains sains.

- Pour les échantillons testés sous 28, 40 et 50 MPa de pression de confinement :
 - Dans le cas d'essais drainés, on observe à l'intérieur de la bande une structure plutôt dense. Les grains sont fortement broyés. La taille moyenne des fragments est très variable, elle va du grain fortement fissuré à des fragments de l'ordre du micron. Les fragments sont compactés ce qui donne à la structure un aspect de farine (figure IV.3-5 (b)).

- Dans le cas des essais non drainés (figure IV.3-5 (c)), on observe deux types de structure, soit lâche et soit dense. Cette hétérogénéité de la structure à l'intérieur de la bande peut être attribuée à la surpression interstitielle générée lors du chargement. Cette hétérogénéité tend à montrer que la distribution de la pression interstitielle à l'intérieur de la bande n'est pas homogène, que le comportement local n'est pas totalement non drainé et qu'il existe un drainage partiel à l'échelle microscopique. On peut penser que la structure plus lâche à certains endroits de la bande est due à une forte surpression interstitielle localisée dans ces zones, qui empêche la compaction des grains par la diminution de la contrainte effective. On observe aussi dans certaine partie compacte de la bande une discontinuité traversant la partie centrale. On a pensé tout d'abord que cette discontinuité, qui a la forme de canal d'une dizaine de microns de large avec un dépôt de particules très fines sur les bords, s'est formée lors de l'injection de ces échantillons en résine par aspiration sous une cloche à vide. Cette aspiration qui se fait à faible pression (≤ 1 bar), peut être la cause de la fracturation observée dans ces zones de forte densité. Cependant, ce phénomène n'a pas été observé dans le cas d'échantillons drainés testés sous les mêmes pressions de confinement et injectés de résine suivant la même procédure. Cela nous amène à écarter l'hypothèse que ces discontinuités sont dues à la procédure de préparation des échantillons. Nous proposons donc une autre interprétation à la formation de ces discontinuités dans cette partie de la bande, celle d'un transfert de fluide à échelle microstructurale due à l'hétérogénéité de la distribution de la pression interstitielle. Ces mouvements sont mis en évidence à l'intérieur de cette partie de la bande compacte par la formation de capillaire, par le transport des particules fines et par la précipitation de ces fines sur la surface libre des grains ou des fragments de cette même partie de la bande. Cette interprétation reste cependant à vérifier par des études microscopiques complémentaires.

Concernant l'épaisseur de la bande, sous ces niveaux de confinement, elle varie de 200 et 1000 μ m. Elle est donc un peu plus large que les bandes observées à plus faible confinement.

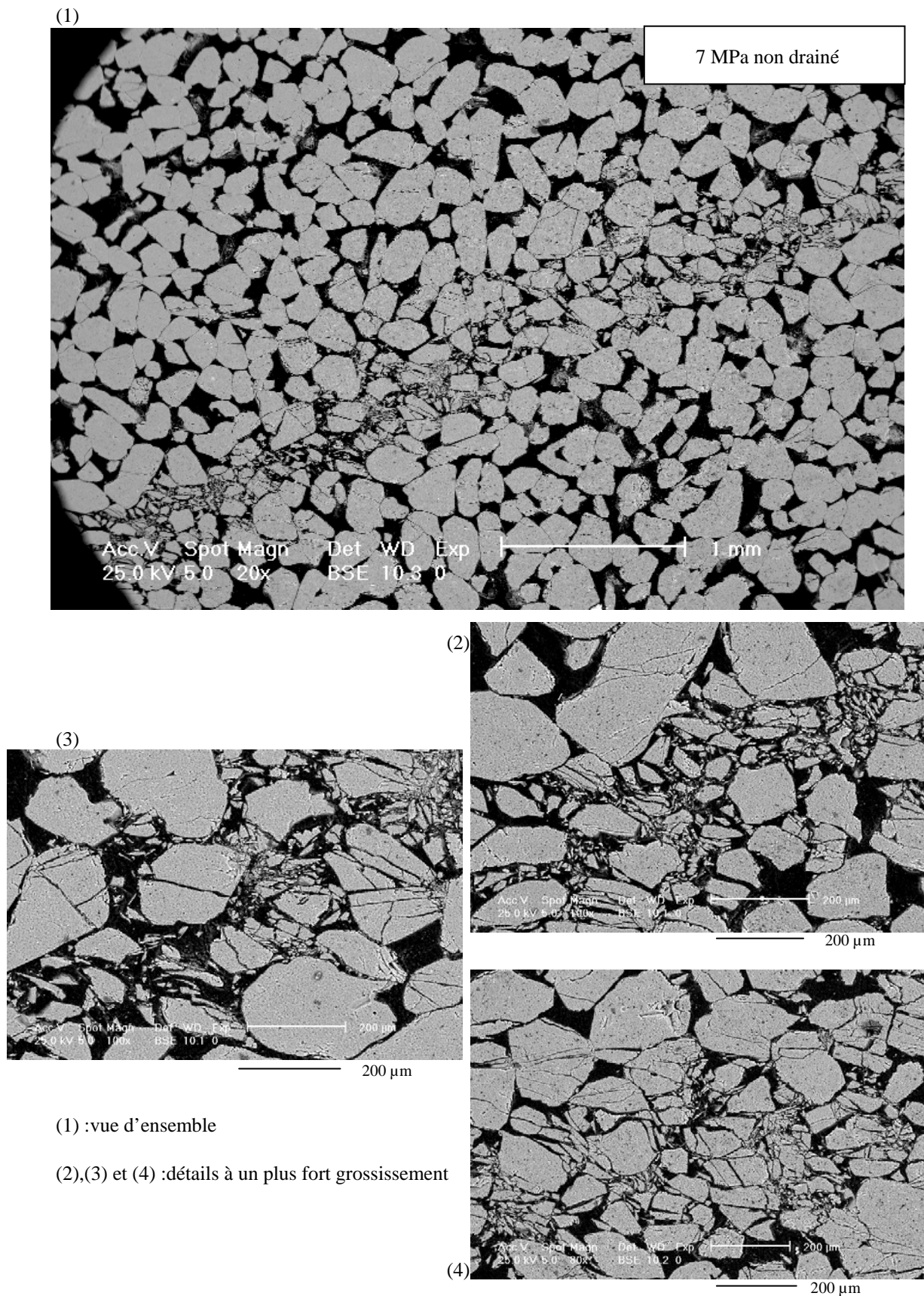
- La transition entre les différentes bandes observées et la partie de l'échantillon non fissuré « zone intacte » se fait par une zone endommagée qui a l'épaisseur de un à deux grains. Ces grains présentent des fissures intragranulaires qui sont en grande majorité quasi-parallèles à la bande, ce qui met en évidence le phénomène de cisaillement. On observe aussi des fissures orientées subaxialement, c'est à dire proche de la direction de contrainte majeure.
- La porosité surfacique dans les bandes de cisaillement des échantillons testés sous pression de confinement de 7 et 14 MPa, déterminée au moyen du logiciel d'analyse

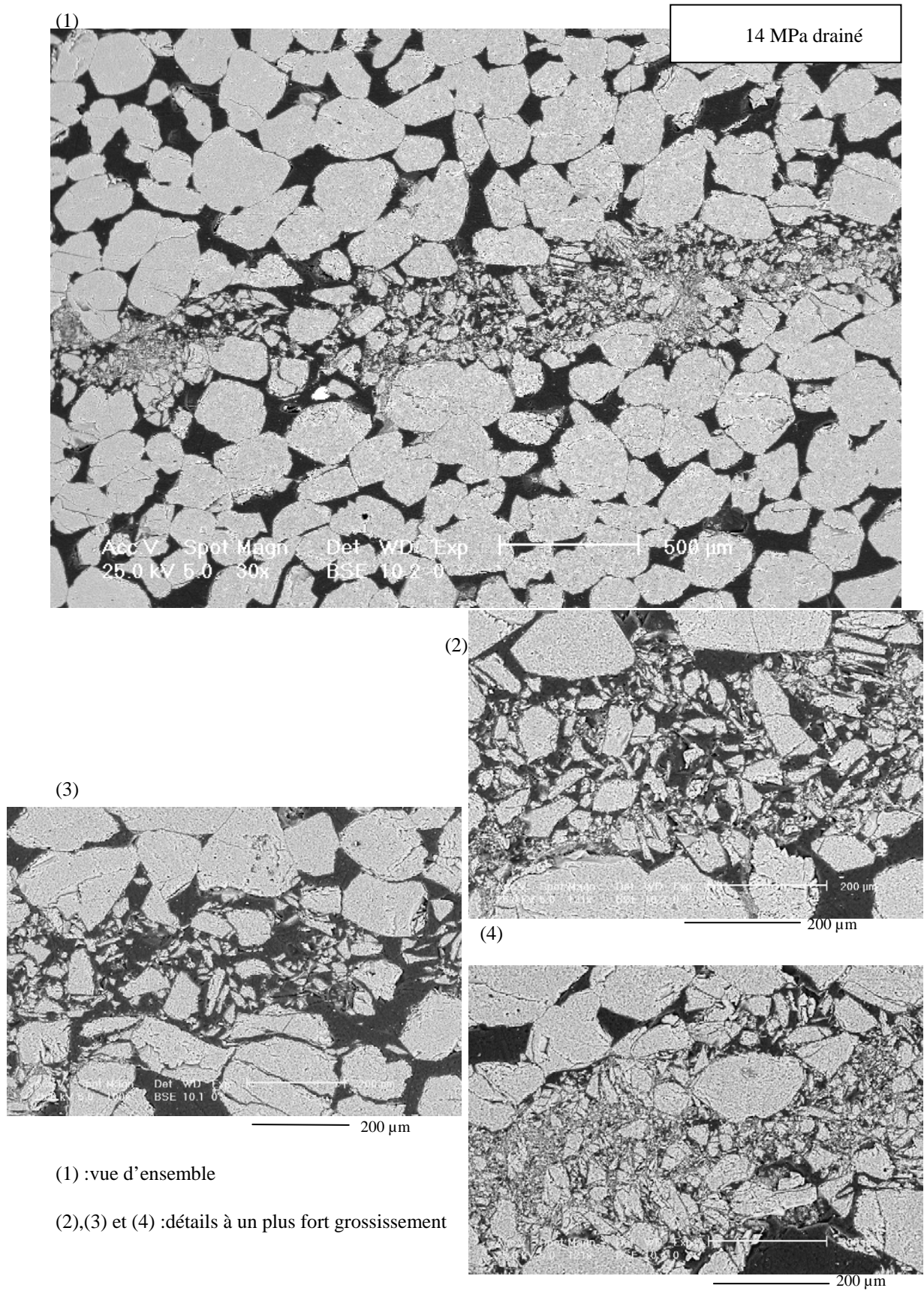
d'image, est plus forte que la porosité moyenne d'un échantillon intact qui est pour ce bloc de grès égale à 21%. Tandis que pour les échantillons testés sous les pressions de confinement de 28, 40 et 50 MPa la porosité de la bande est plus faible que la porosité moyenne. Elle est d'autant plus faible que le confinement est plus élevé (voir figure IV.2-6). Dans le premier cas la bande de cisaillement correspond localement à une augmentation de volume, elle est donc dilatante. Dans le deuxième cas elle est contractante.

Nous avons tracé des profils de variation de la porosité pour les différents types d'essais (figures IV.2-7 (a) et (b)). Les profils sont perpendiculaires à l'axe de la contrainte majeure. Les bandes de cisaillement sont marquées dans les différents profils représentés soit par une forte porosité, dans le cas d'essais testés sous pression de confinement de 7 et 14 MPa, et par une faible porosité dans le cas d'essais testés à plus forte pression de confinement. Par contre, autour et loin des bandes, la porosité oscille autour de la valeur moyenne de la porosité avant essai.

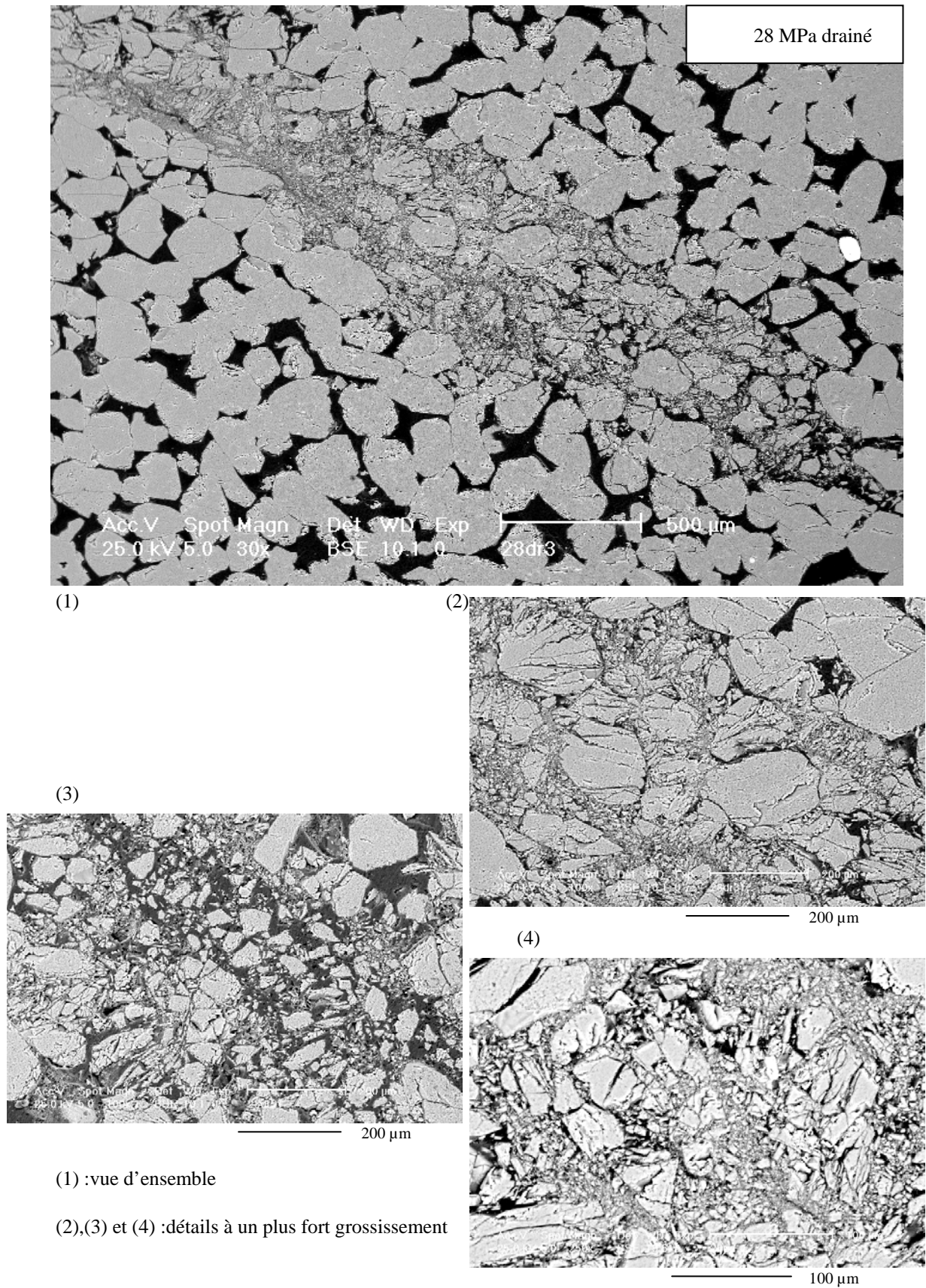
Nous avons également analysé l'évolution de la surface spécifique à l'intérieur des bandes de cisaillements. Ce paramètre est très important pour l'estimation de la perméabilité présentée dans le paragraphe suivant.

Figure IV.3-5 (a) : Exemple d'images de microstructure de bandes de cisaillements d'échantillons testés à faible pression de confinement (7 MPa et 14 MPa) – essais drainés et non drainés - « Bandes dilatantes »



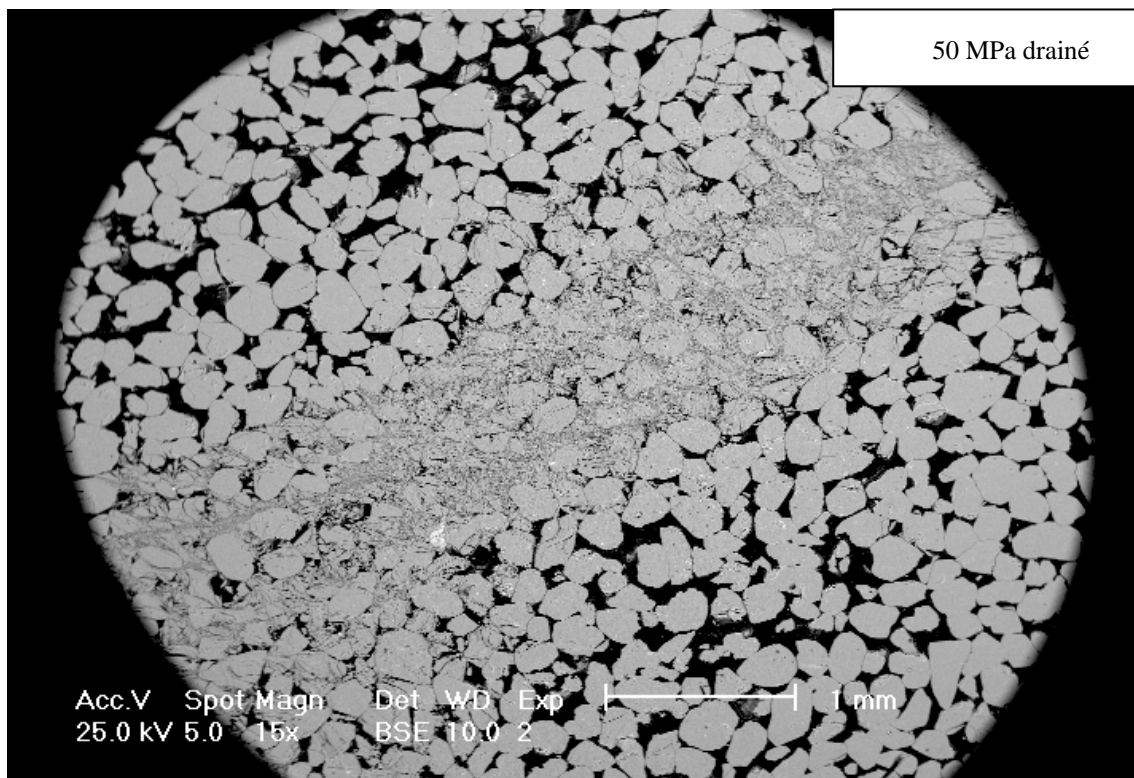


Figures IV.3-5 (b) : Exemple d'image de microstructure de bandes de cisaillements d'échantillons testés à forte pression de confinement (28 Mpa, 40 MPa et 50 MPa) – Essais drainés - « Bandes contractantes »

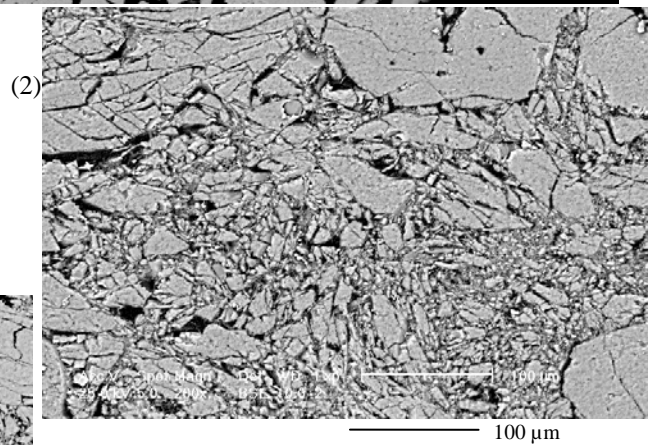


(1) :vue d'ensemble

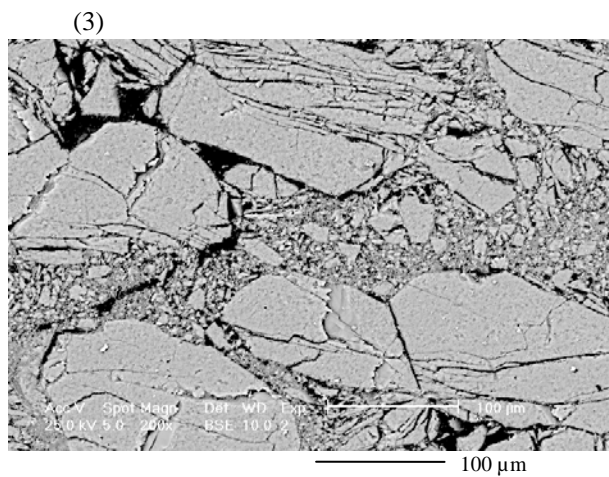
(2),(3) et (4) :détails à un plus fort grossissement



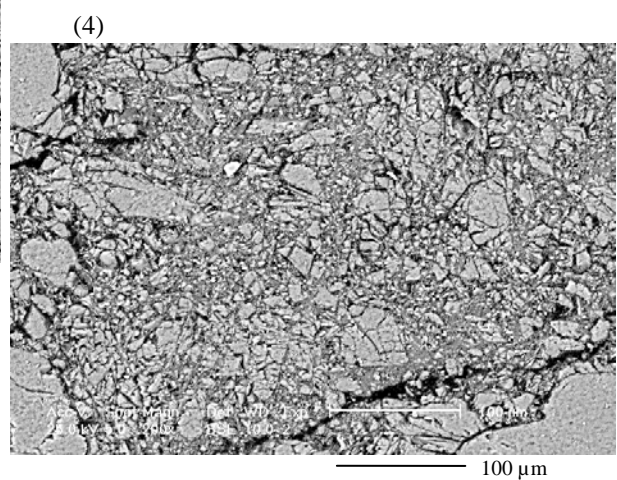
(1)



(2)



(3)

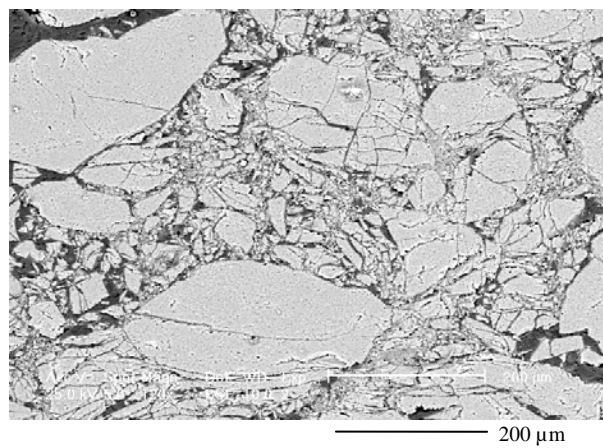
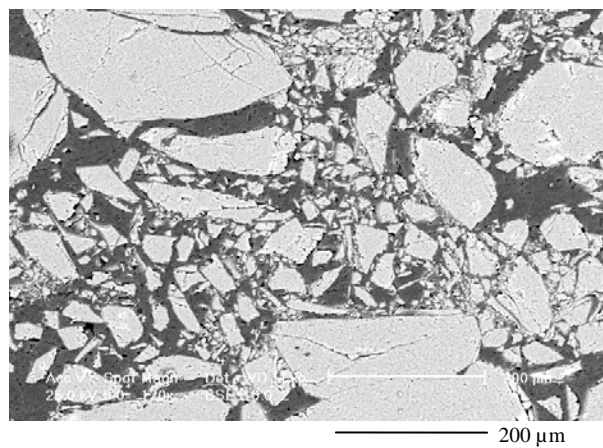
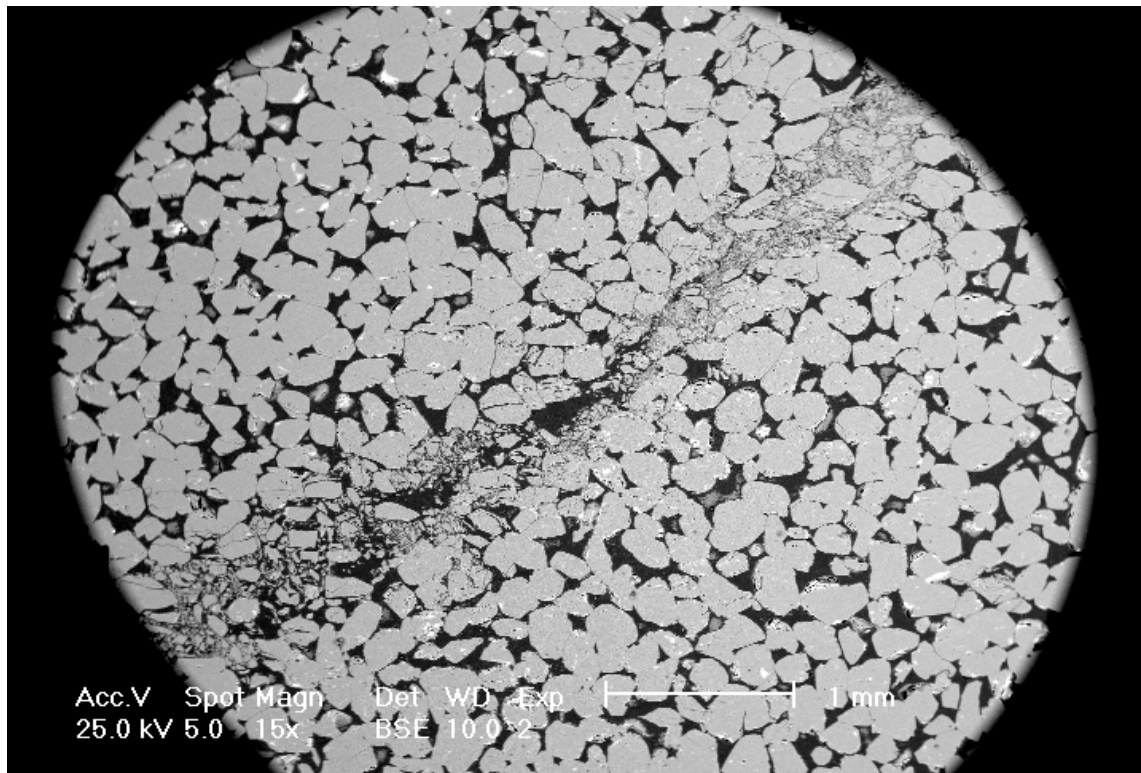


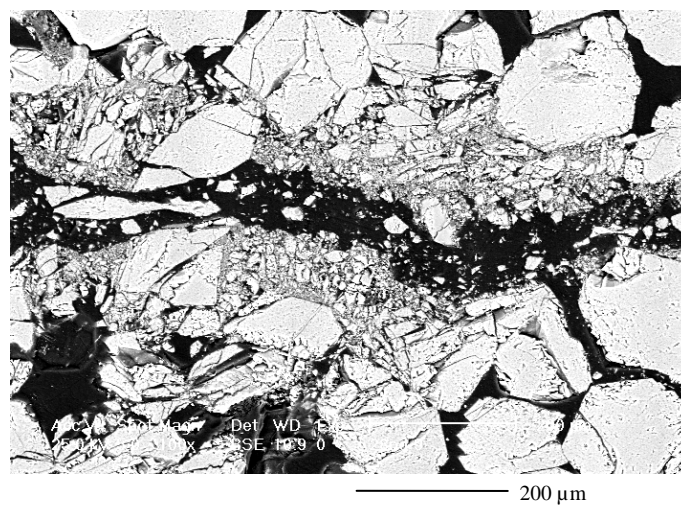
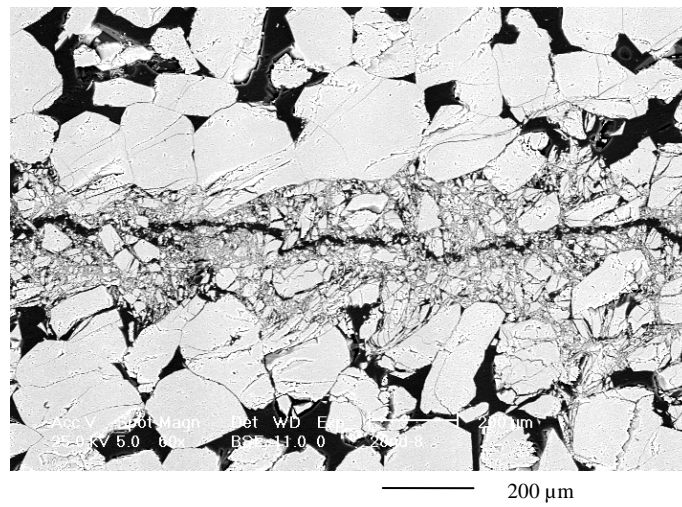
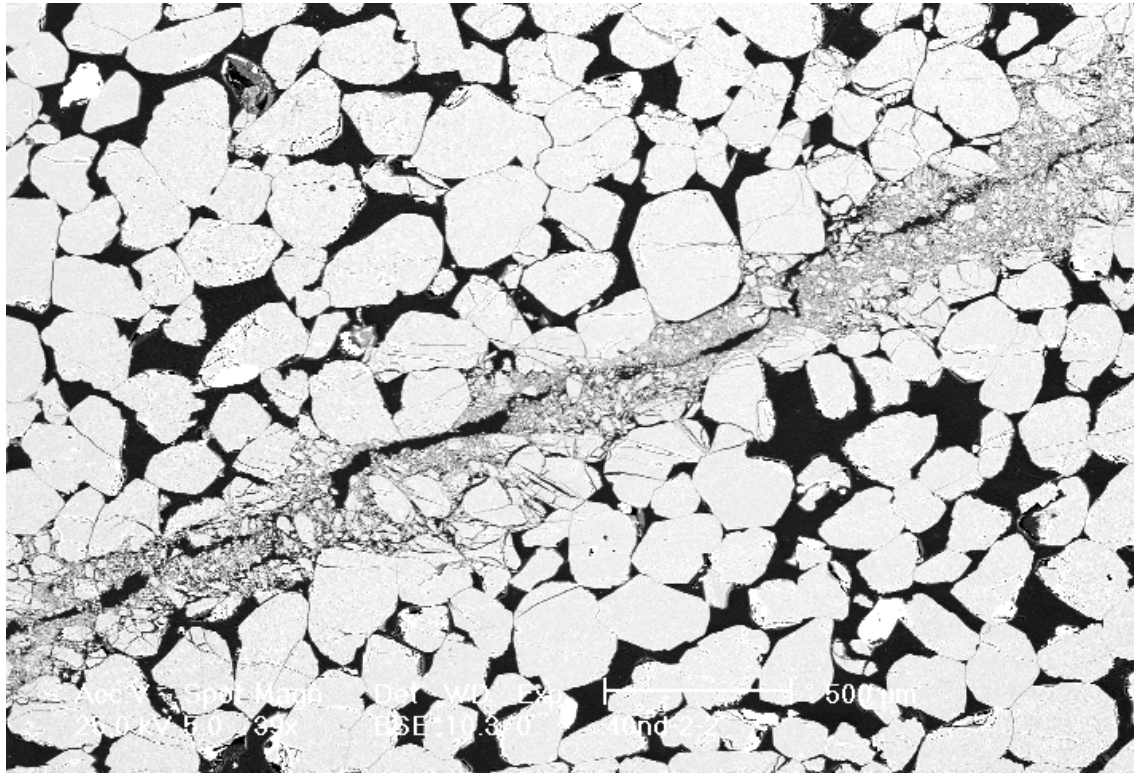
(4)

(1) :vue d'ensemble

(2),(3) et (4) :détails à un plus fort grossissement

Exemple d'image de microstructure de bandes de cisaillements d'échantillons testés à forte pression de confinement (28 Mpa, 40 MPa et 50 MPa) – Essais non drainés - « Bandes contractantes »





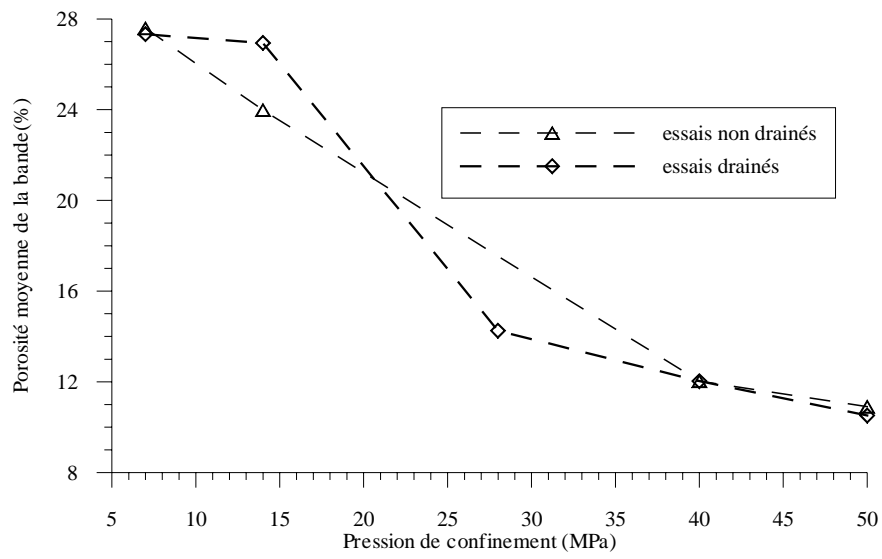
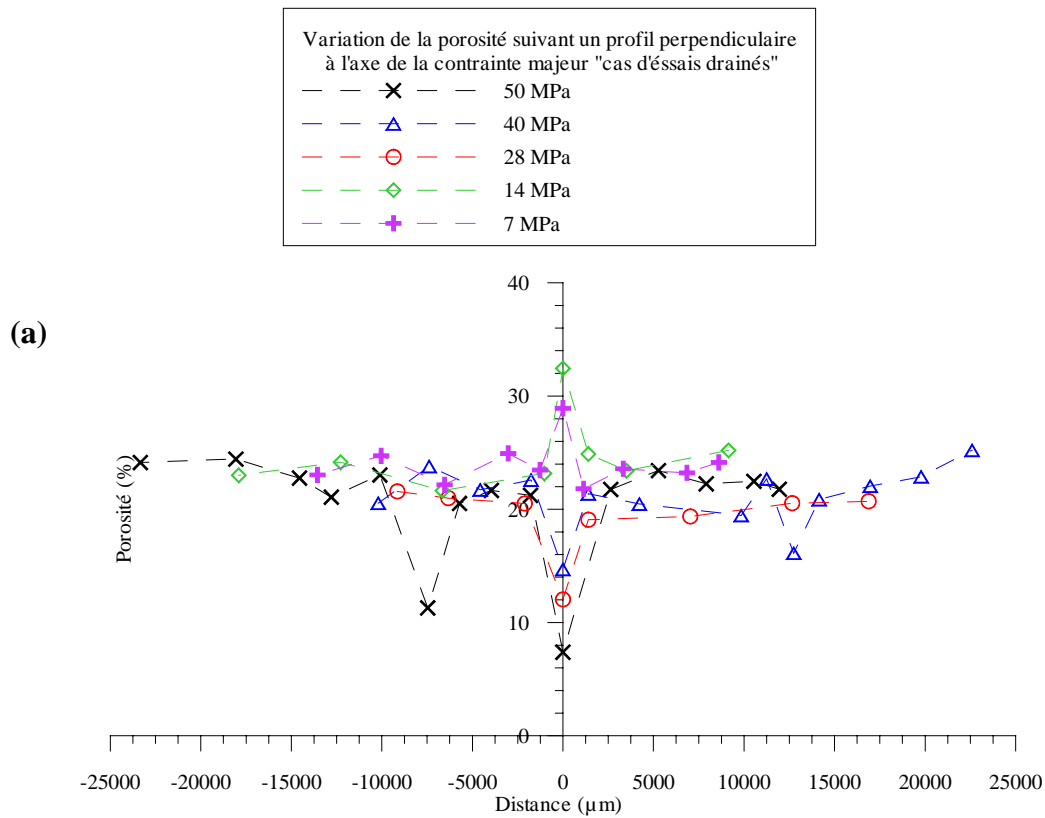
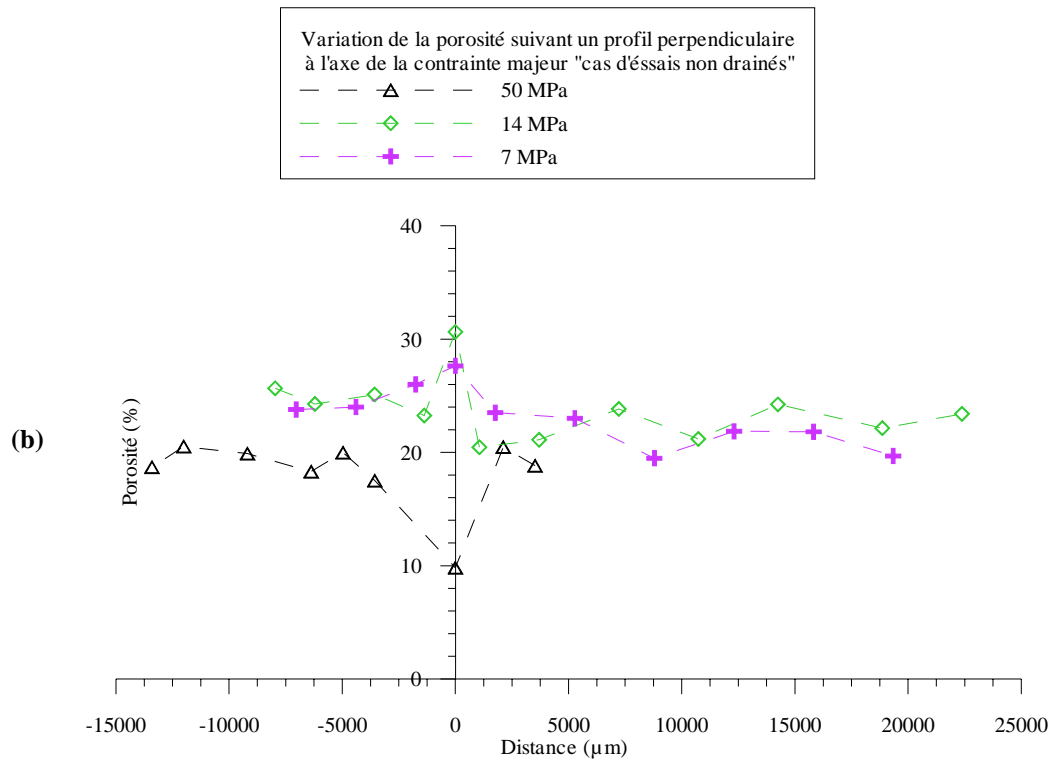


Figure IV.3-6 : variation de la porosité moyenne à l'intérieur de la bande avec la pression de confinement





Figures IV.3-7 : variation de la porosité suivant le profil perpendiculaire à l'axe de la contrainte majeure

(a) essais drainés – (b) essais non drainés

IV.4. Evaluation de la perméabilité locale

Plusieurs modèles d'estimation de la perméabilité basés sur la reconnaissance du milieu poreux, par différentes méthodes de mesure, d'imagerie et d'analyse, ont été décrit dans le chapitre I paragraphe I.1.4.2. Les différents modèles proposent une représentation du milieu poreux, sous la forme de pores ou fissures, interconnectés selon une distribution aléatoire, une distribution statistique ou sous forme de réseau.

Dans le cas de notre matériau, nous avons choisi d'utiliser le modèle de Walsh et Brace (1984) où la perméabilité est donnée suivant la relation :

$$k = \left(\frac{n}{S_v} \right)^2 \frac{1}{Fb} \quad \text{IV.4-1}$$

avec S_v la surface spécifique des pores par rapport au volume totale, b un facteur de forme qui est égal à 2 pour des tubes circulaires et 3 pour des fissures. Le facteur de formation F est le rapport entre la résistivité de la roche et celle de l'eau qu'elle contient suivant cette relation :

Le facteur de formation peut être approché suivant la loi d'Archie (1942) (M.H.Kamel

$$F = \frac{\tau^2}{n} = \frac{\rho}{\rho_f} \quad \text{IV.4-2}$$

2001) par l'équation :

$$F = \frac{a}{n^m} \quad \text{IV.4-3}$$

Où n est la porosité, m est le facteur de cimentation et a est une constante dépendant du milieu étudié.

Pour l'utilisation du modèle d'estimation de la perméabilité de Walsh et Brace (eq IV.4-1), dans le cas de nos échantillons, la porosité et la surface spécifique ont été déterminées par la technique d'analyse d'image. Pour l'estimation du facteur de formation F , nous avons utilisé les résultats données dans la bibliographie par David et Darot (1989) et Fredrich et al (1993) pour des échantillons de différentes porosités de la même roche (tableau IV.4-1). Ces résultats montrent un changement considérable de la valeur du facteur de forme quand la porosité devient faible (< à 6%). Ce résultat rejoint ce qui a été observé par Bourbie et Zinszner (1985) Sur la base de résultats expérimentaux d'un nombre important d'échantillons de grès de Fontainebleau, ils expriment la perméabilité en fonction de la porosité par deux lois puissance. Ils ont trouvé un changement d'exposant de 3.05 à 7.33 quand la porosité est inférieure à 9%, qu'ils ont expliqué par la différence qui peut exister entre la géométrie de l'espace poreux à faible et à forte porosité.

Pour la même raison, nous avons choisi d'interpoler ces données par une lois puissance (IV.4-3) avec un exposant différent, dans le cas où la porosité est supérieure ou inférieure à 6 %. Les coefficients a et m pour les deux fonction sont :

$$a = 1.844 \quad ; \quad m = 1.427 \quad \text{pour } n \geq 6 \%$$

$$a = 0.006 \quad ; \quad m = 3.61 \quad \text{pour } n \leq 6 \%$$

On obtient les courbes représentées sur la figure IV.4-1

	Porosité(%)	Facteur de forme (F)
D'après David et Darot (1989)	5	330
	6	100
	12,3	30
D'après Fredrich et al (1993)	4,1	583
	10,3	60,3
	15,5	24,88
	20,3	12,56

Tableau IV.4-1 : Valeurs du facteur de forme F pour le grès de Fontainebleau (d'après David et Darot (1989) et Fredrich et al (1993))

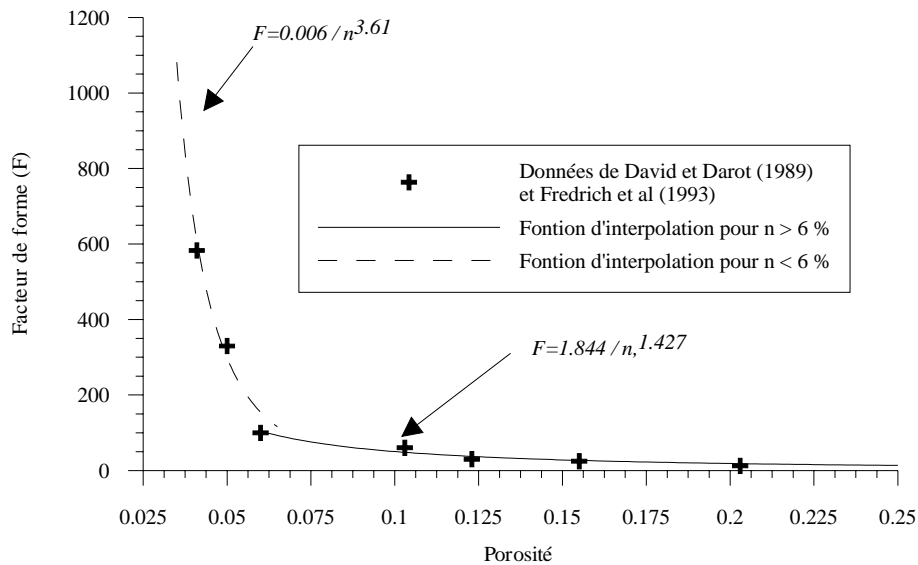


Figure IV.4-1 : Fonctions d'interpolation du facteur de formation F

Afin de pouvoir comparer les résultats donnés par cette méthode aux résultats expérimentaux, nous avons estimé la perméabilité des échantillons de grès intact qui ont servi auparavant pour valider la méthode de détermination de porosité par l'analyse

d'image (tableau IV.4-2). Nous avons ensuite comparé ces résultats à ceux déterminés expérimentalement par Bourbie et Zinszner (1985). La figure IV.4-3 représente les résultats de notre calcul et la courbe d'interpolation donnée par Bourbie et Zinszner. On observe que la perméabilité calculée s'aligne raisonnablement bien sur cette courbe.

référé nce	Porosité surfaique(%)	Surface spécifique Sv moyenne (1/mm)	Facteur de formation (F) (eq IV.3-3)	Perméabilité estimée "Modèle de Walsh et Brace" k (mDarcy)	
				Pour b = 2	Pour b = 3
877E	7,08	15,5496	81	128,5	85,7
878A	14,05	16,075	30	1258,9	839,3
878B	9,6	15,0558	52	389,1	259,4
878D	21,13	22,0329	17	2713,3	1808,9
878E	17,63	19,2917	22	1902,7	1268,5

Tableau VI.4-2 : Résultats de perméabilités calculées sur des échantillons intacts du grès de Fontainebleau

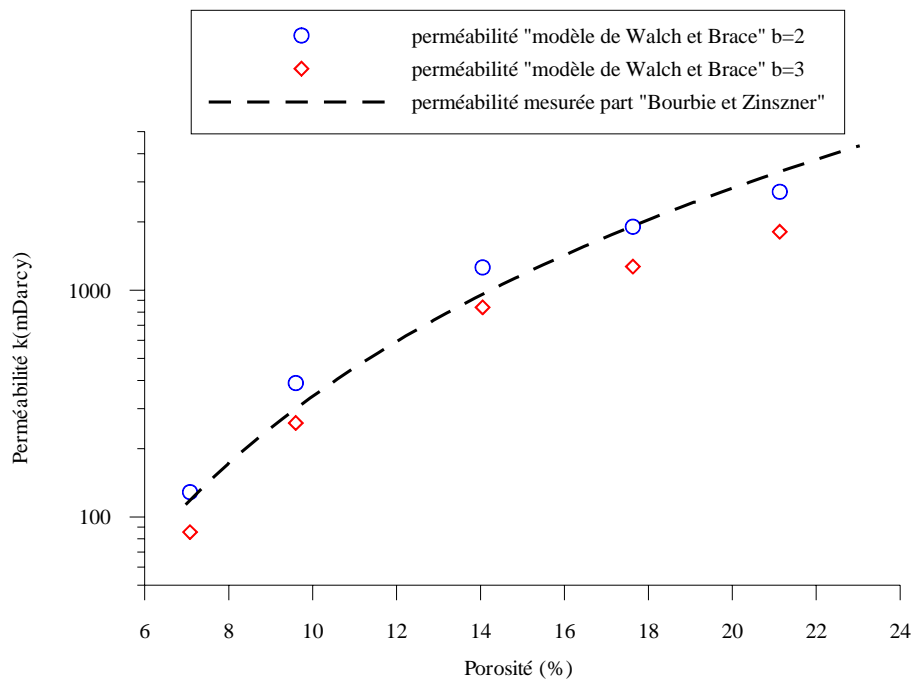
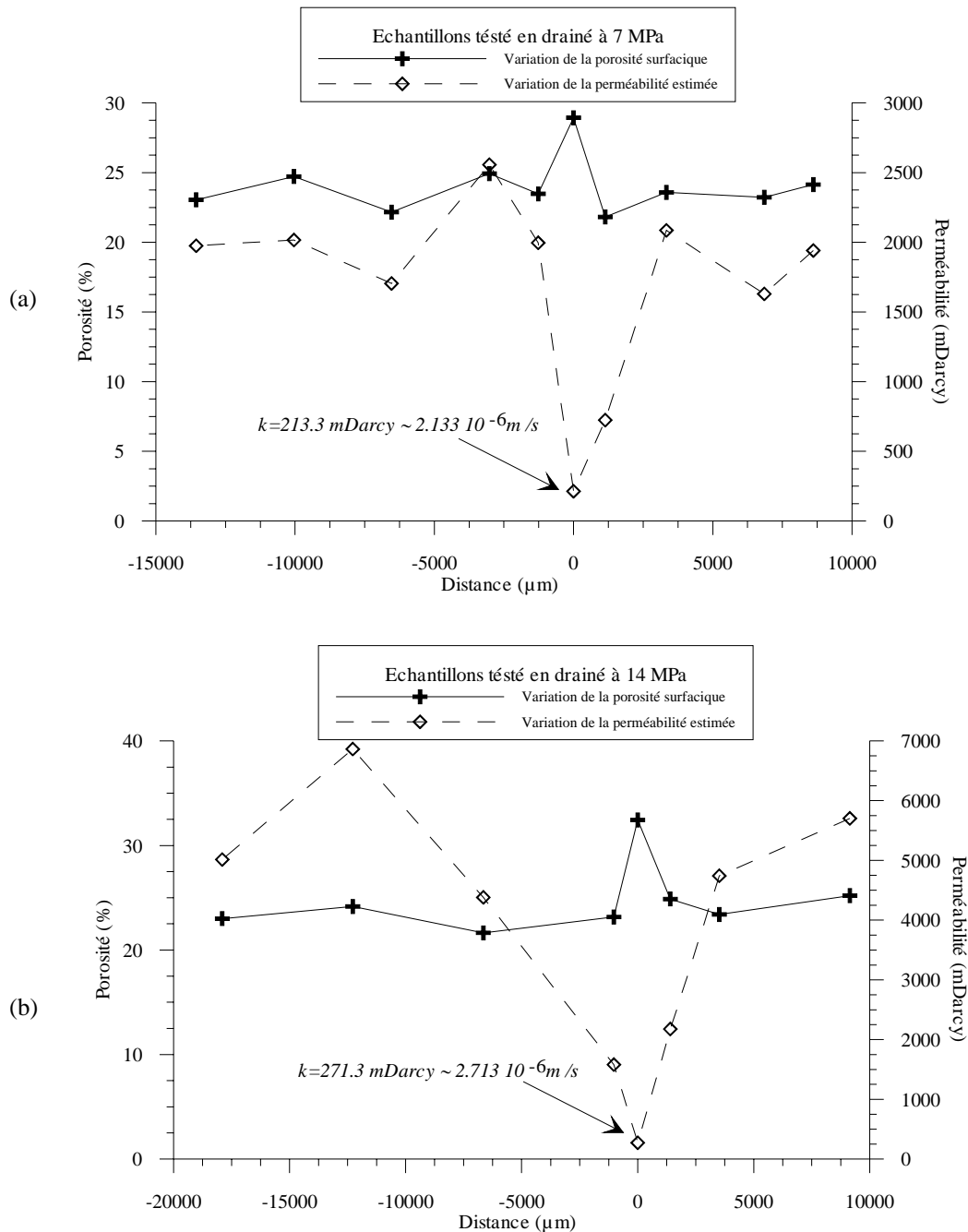
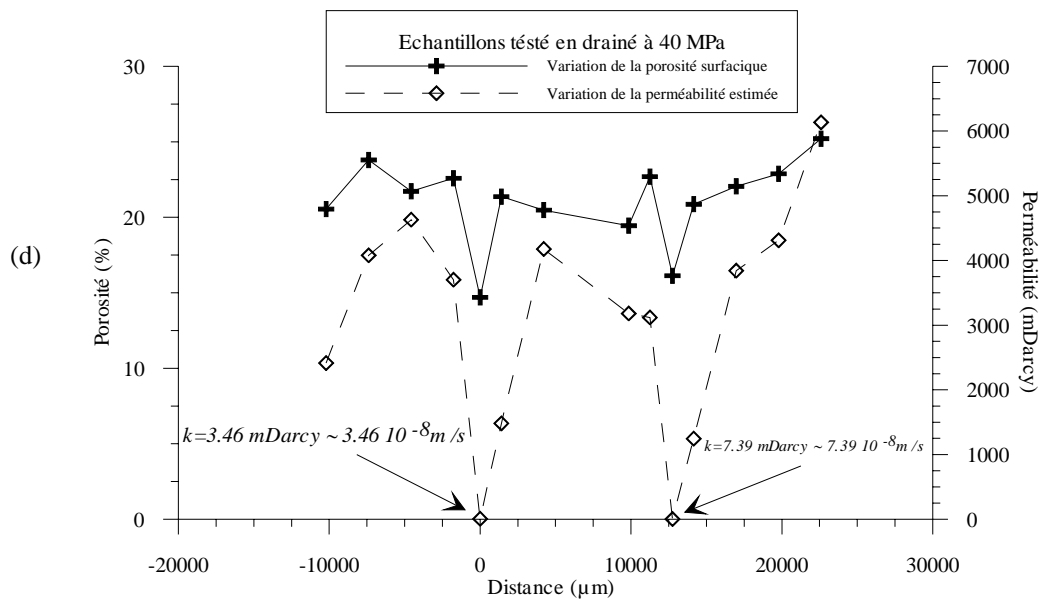
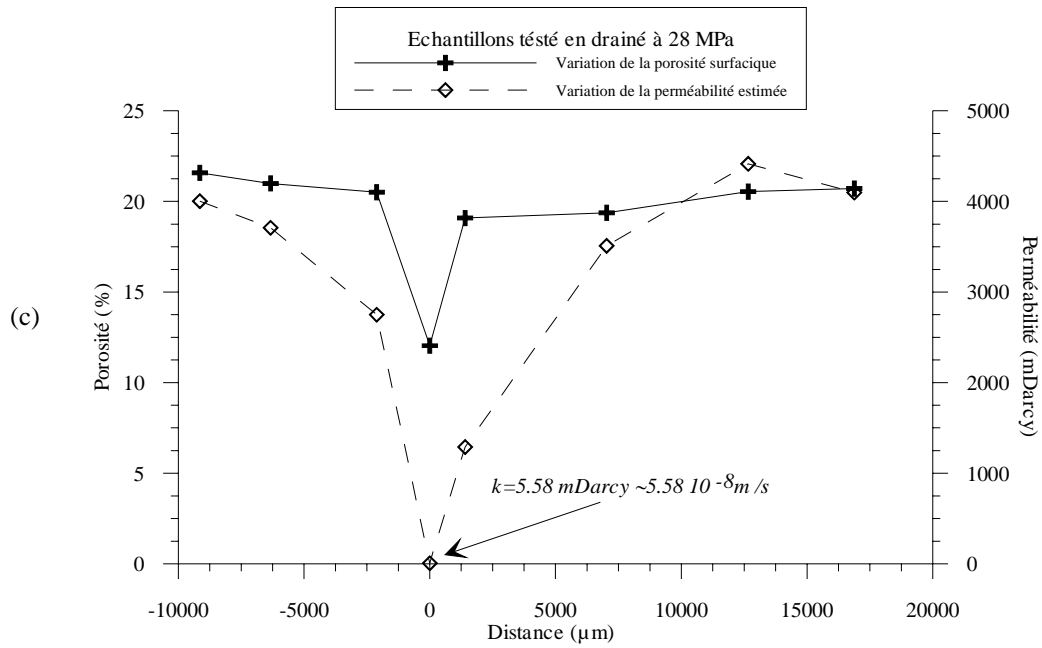


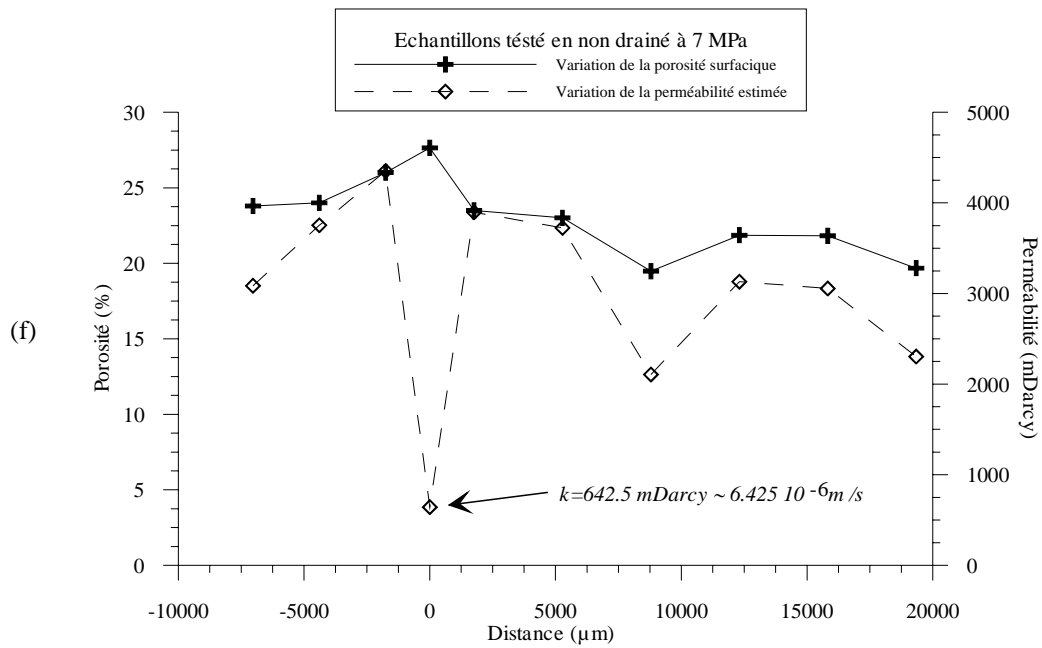
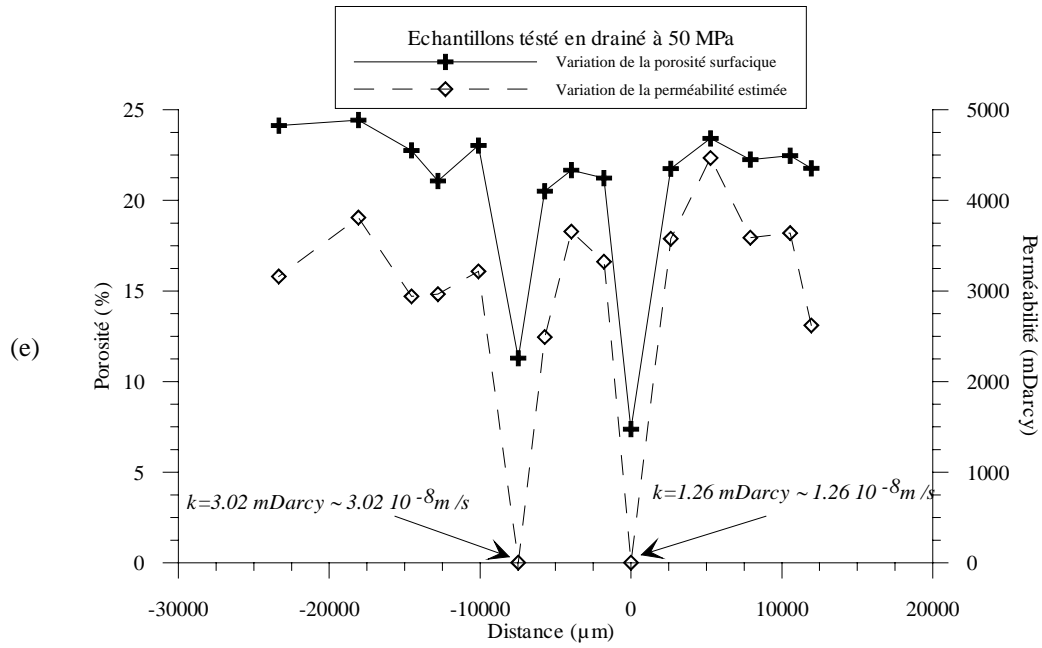
Figure VI.4-3 : Comparaison entre perméabilités calculées et perméabilités mesurées

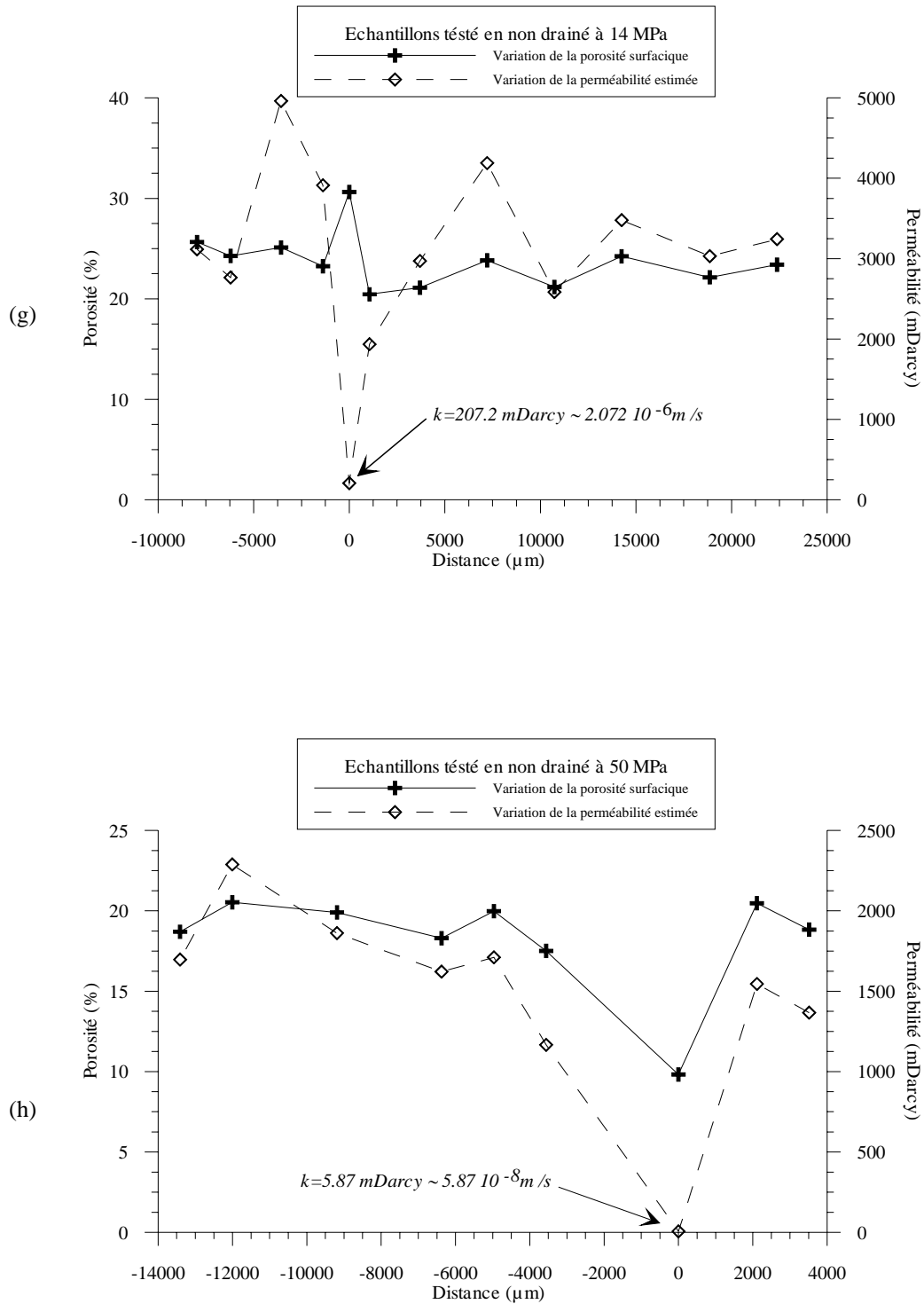
Afin d'étudier l'influence des variations observées, en terme de porosité et de taille de grains, à l'intérieur de la bande sur l'écoulement du fluide interstitiel, nous avons calculé le profil d'évolution de la perméabilité pour chaque échantillon, en utilisant les propriétés

physiques et géométriques déterminées par analyse d'images. Les figures IV.4-4 (a) – (i) montrent les résultats obtenus de ce calcul. On constate que l'évolution quantitative de la perméabilité est similaire à celle de la porosité dans le cas des échantillons avec formation de bande contractante. Par contre, dans la zone de bande dilatante, on observe une diminution de la perméabilité bien que la porosité augmente sensiblement dans cette zone de l'échantillon. Ce résultat met en évidence l'effet déterminant, sur la perméabilité, de la surface spécifique qui augmente avec l'endommagement. Ces résultats confirment ceux présentés précédemment par Papamichos et al (1993), Ioannidis et al (1996) et David et al (2001).









Figures IV.4-4 (a) –(i) : Courbes d'évolution de la perméabilité calculée suivant le profil perpendiculaire à l'axe de la contrainte majeure de chaque échantillon

IV.5. Conclusion

Les bandes formées lors du chargement déviatorique d'échantillons de grès de Fontainebleau, et qui se manifestent en surface par des traces blanches, apparaissent à l'échelle microscopique comme des bandes dans lesquelles les grains sont fortement fissurés, fragmentés et/ou broyés en de très fines particules. Autour de ces bandes, on observe une zone endommagée qui joue le rôle de zone de transition entre les différentes bandes observées et la partie de l'échantillon resté intact. Les grains dans cette zone d'endommagement sont également fissurés, mais à une densité moindre comparée à l'intérieur de la bande. Ces grains présentent des fissures intragranulaires qui sont orientées en grande majorité dans une direction quasi-parallèle à la bande principale, et on observe aussi des fissurations orientées subaxialement. Cette structure de bande de cisaillement avec une bande centrale d'intense déformation et une zone de transition est assez semblable avec ce qui peut être observé dans les failles à grande échelle. L'exemple d'une faille naturelle fera le sujet du chapitre suivant dans le cadre de notre participation au projet européen DGLAB-CORINTH sur les risques sismiques dans le Golfe de Corinthe

Les profils de porosité tracés pour chaque confinement ont montré que pour des échantillons comprimés sous des confinements de 7 et 14 MPa, les bandes de cisaillement sont des zones de plus forte porosité (entre 24 et 30 %), ce qui indique un mécanisme de dilatance. La porosité diminue autour et plus loin de la bande pour atteindre une valeur proche de celle d'un échantillon intact (21%). Pour les échantillons comprimés sous des confinements de 28, 40 et 50 MPa, les bandes de cisaillement sont au contraire des zones de plus faible porosité (entre 9 et 17 %) « bandes contractantes ». Ces résultats mettent en évidence l'influence de la pression de confinement sur les mécanismes de déformations qui se produisent à l'échelle du grain.

En utilisant un modèle d'estimation de la perméabilité (modèle de Walch et Brace 1984), nous avons évalué les valeurs de perméabilité suivant le profil de chaque confinement. Les valeurs obtenues mettent en évidence, d'une façon quantitative, l'importance que peut avoir la structure et la géométrie des grains et de l'espace poreux sur le contrôle des propriétés de transport dans les roches poreuses. Les résultats ont montré, qu'à l'échelle de l'échantillon, les bandes de cisaillement, qu'elles soient de nature contractante ou dilatante, sont des zones de plus faible perméabilité. La réduction de perméabilité est d'environ d'un ordre de grandeur pour les bandes formées à faible confinement. Elle est de trois ordres de grandeur pour les bandes formées à fort confinement et atteint des valeurs comparables à la perméabilité des sols fins. Ce phénomène est similaire à ce qui

peut être observé à plus grande échelle, ou le noyau de la faille peut constituer une barrière naturelle à la circulation des fluides (cf chapitre V).

Chapitre V

Comportement des matériaux de failles et couplages thermo-hydro-mécanique

V.1.Introduction

Dans ce chapitre nous présentons les résultats d'une caractérisation mécanique des matériaux de faille, effectuée dans le cadre de notre participation au projet européen DG-Lab Corinth (<http://www.corinth.rift.org>), dont l'objectif est d'étudier le comportement thermo-hydro-mécanique des matériaux remplissant les zones de failles actives comme celles que l'on trouve dans la région du Golfe de Corinthe. Cette région est considérée comme la plus sismique en Europe (plusieurs séismes de magnitude supérieure à 5 ont eu lieu depuis 40 ans). C'est une zone en extension qui présente une ouverture de 1 à 1.5 cm/an (voir figure V.1-1 d'après Cornet et al 2004a) et un soulèvement de la côte sud de plus d'1mm/an (Tesentis et Makropoulos, 1986). La faille étudiée (faille d'Aigion) affleure près de la ville d'Aigion, sur le rivage méridional du Golfe de Corinthe. La figure V.1-2 (d'après Moretti et al 2003) montre la carte géologique du Golfe de Corinthe.

Dans cet endroit, le projet de forage DGLab vise à réaliser et équiper deux forages, un à 1200m et un autre à 600m de profondeur, qui interceptent la faille d'Aigion (figure V.1-3). Le forage AIG10 été réalisé verticalement à travers la faille d'Aigion entre juillet et septembre 2003. L'analyse des résultats du sondage (80 m de carottes obtenues dans et au voisinage de la faille) et des reconnaissances géophysiques par des diagraphies d'imagerie électrique et ultrasonore et des profils sismiques verticaux, ont permis de préciser la structure géologique locale. Le détail de la lithologie et la structure des formations interceptées, est présenté dans

l'article de Rettenmaier et al (2004). Ces résultats sont résumés dans la figure V.1-4 (d'après Cornet al 2004b).

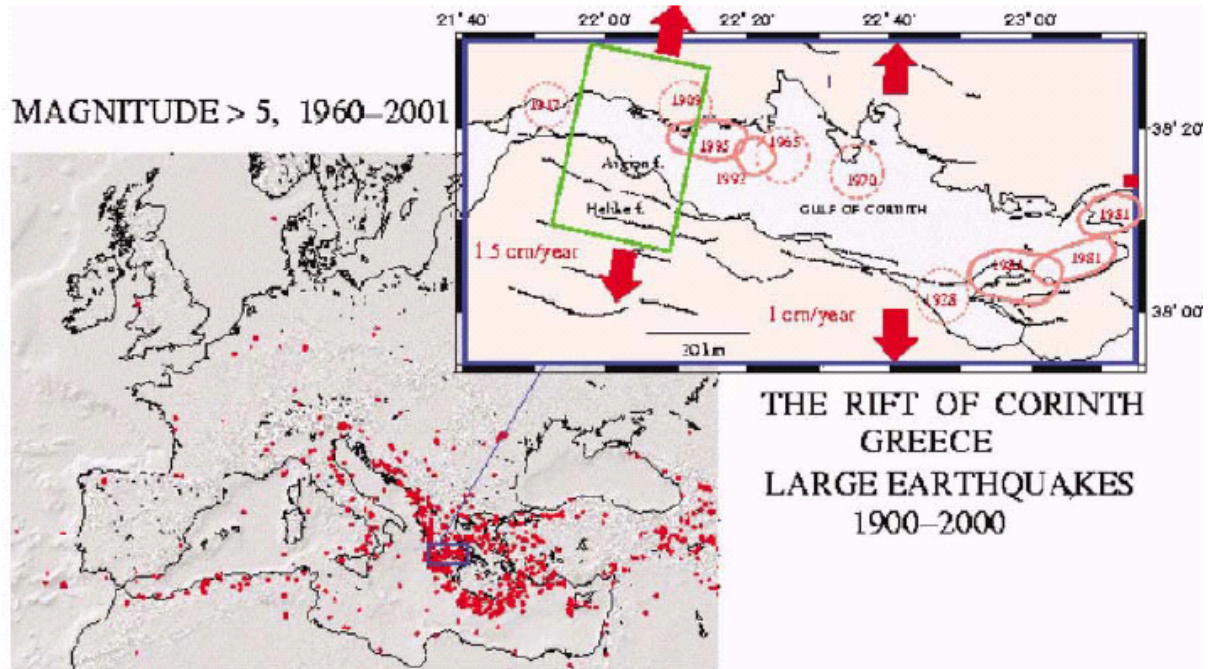


Figure V.1-1 : Contexte général sismo-tectonique du rift de Corinthe – localisation des sources pour le séismes de magnitude supérieure à 5 intervenus entre 1960et 2001 (d'après Cornet et al, 2004a)

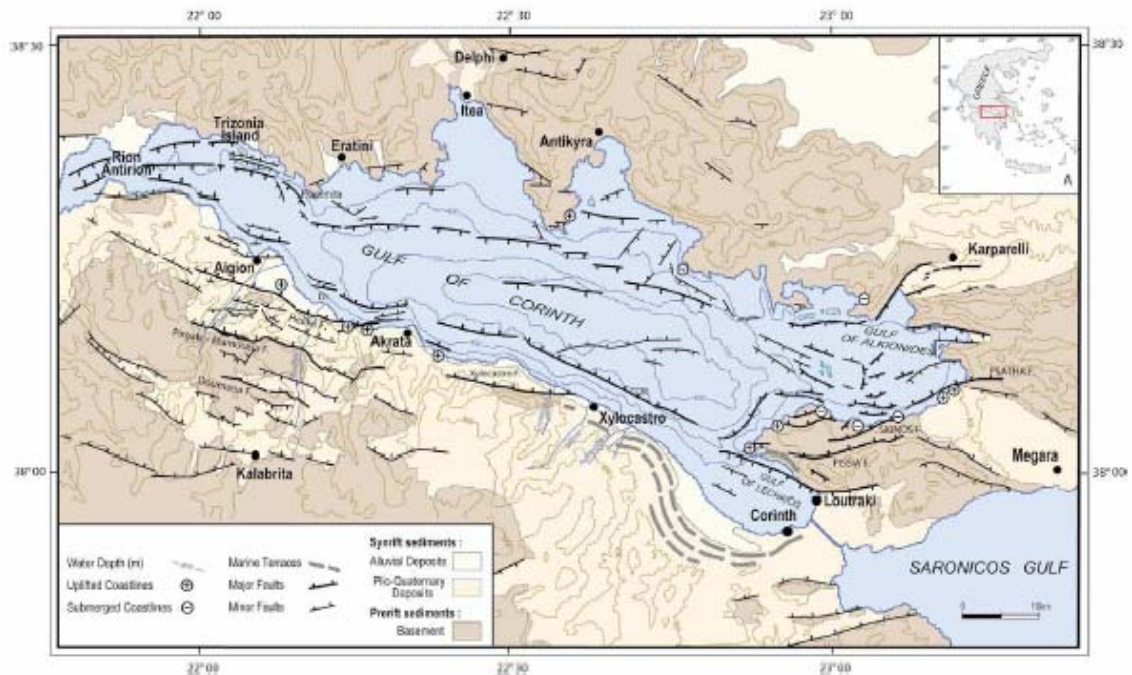


Figure V.1-2 : Carte géologique du Golfe de Corinthe (d'après Moretti et al, 2003)

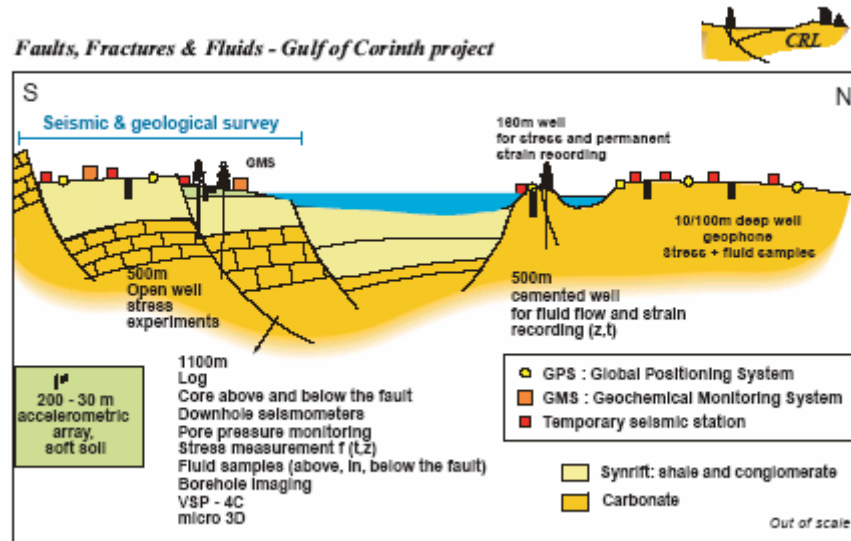


Figure V.1-3 : Structure du site et implantation des sondages (<http://www.corinth.rift.org>)

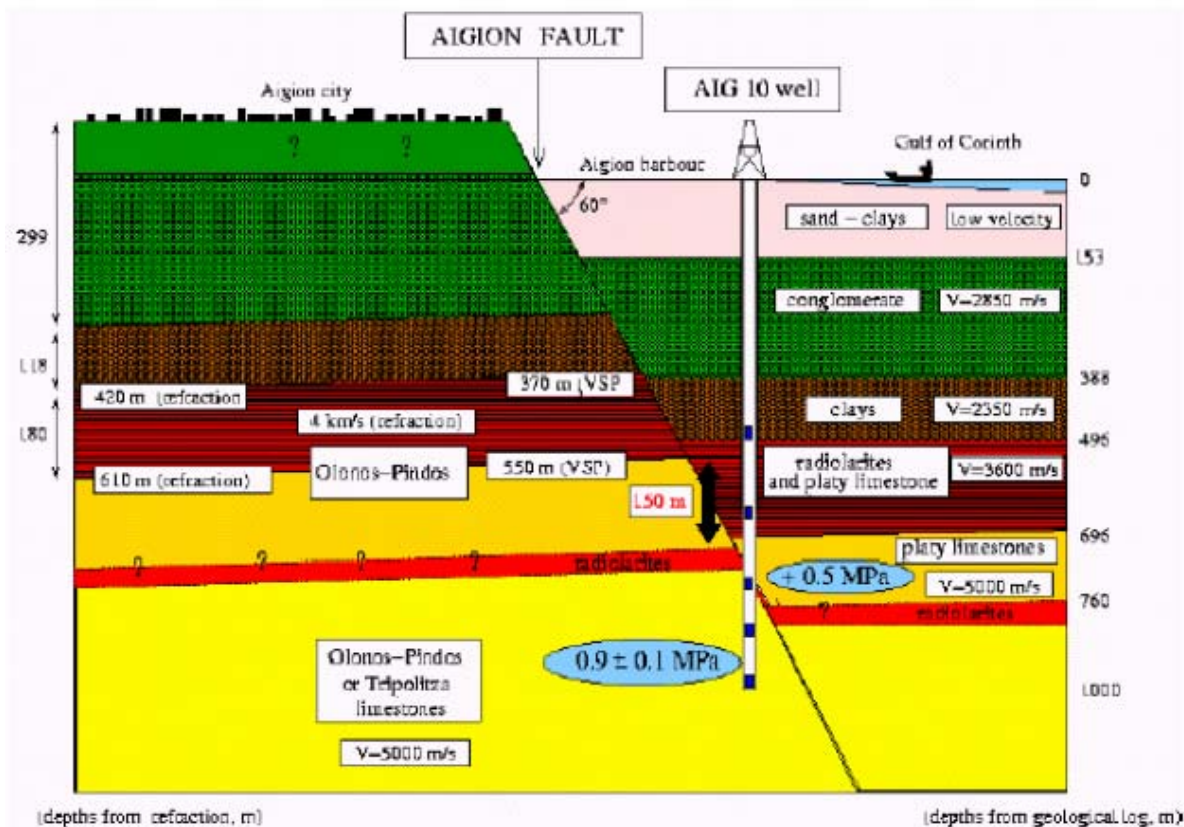


Figure V.1-4 : Schéma structural de la faille d'Aigion, au niveau du port d'Aigion (D'après Cornet et al ,2004b)

Le noyau de la faille a été intercepté par le forage à une profondeur de 760m. celle-ci a une inclinaison d'environ 60° par rapport à la verticale. Le cœur de la faille est constitué d'une zone riche en matériaux argileux de 1m d'épaisseur (figure V.1-5). Cette zone est entourée d'une zone de brèche calcaire d'une épaisseur de 3m au-dessus et d'une épaisseur de 9 m en dessous.

Dans ce chapitre les résultats de la caractérisation mécanique des matériaux prélevés de la faille, sont présentés. Des essais de compression triaxiale ont été réalisés sur les échantillons prélevés dans différents endroits de cette faille : calcaire fracturé, brèche et noyau argileux. Des essais de cisaillement direct le long de l'interface entre la formation calcaire et la brèche rencontré à la profondeur 744m ont été aussi réalisés dans le Laboratoire 3S-Grenoble par le Professeur M. Boulon. Une attention particulière a été portée à l'effet de la température sur le noyau argileux de la faille et sur les conditions pouvant conduire à un effondrement thermique. Cette étude fait l'objet d'un article publié (Sulem et al, 2004a) présenté dans le paragraphe suivant.

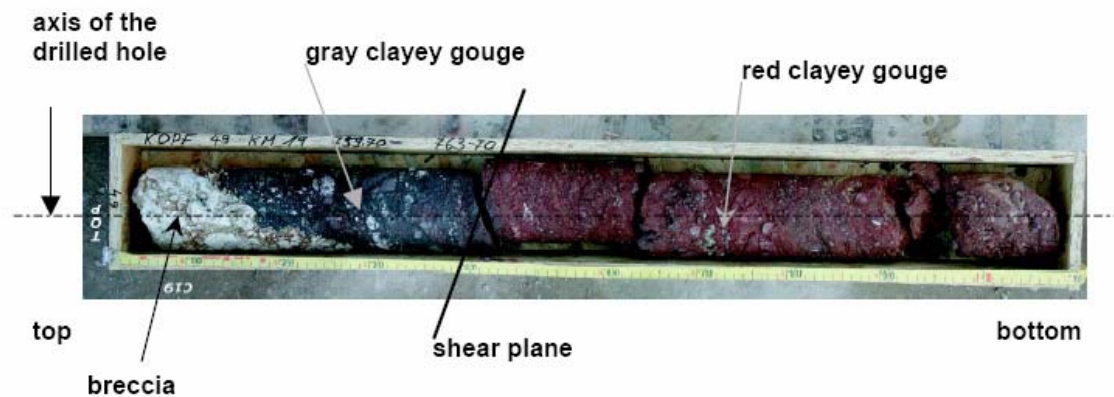


Figure V.1-5 : Caisse de carotte contenant le noyau de la faille prélevé à une profondeur de 759.7m

V.2. Comportement thermo-poro-mécanique du noyau argileux (article Sulem et al 2004a)

V.2.1. Principaux résultats de l'article

Le noyau de la faille, rencontré à une profondeur de 760m, est constitué d'une zone riche en matériaux argileux qui est partagé en deux parties. Une première partie en contact avec la brèche d'une couleur grise « que nous appelons pour simplifier : argile grise » et d'une deuxième partie au centre d'une couleur rouge « argile rouge ».

Dans la suite de ce paragraphe nous présentons les principaux résultats de la caractérisation thermo-hydro-mécanique de l'argile rouge qui a fait l'objet de l'article de Sulem et al 2004a ainsi que les résultats de l'étude complémentaire réalisée sur l'argile grise.

L'analyse granulométrique des deux argiles (rouge et grise) a montré la présence de particules argileuses ($< 2\mu\text{m}$) avec un pourcentage de 15% et 25% respectivement et qui présentent des caractéristiques de plasticité faibles (indices de plasticité de $I_p=12$ et 16 respectivement) et indice d'activité d'argile de 0.85, ce qui représente une activité normale (suivant la classification LCPC des sols).

L'analyse minéralogique des deux argiles au moyen de la technique de diffraction à rayon X, réalisé par le Professeur Perdikatsis de l'université Technique de Crète, est présenté sur les tableaux (V.2-1 et V.2-2)

Sample	Quartz (%)	Chlorite (%)	Illite (%)	Albite (%)	Hematite (%)
Clay particles $<80\mu\text{m}$	74	3	10	9	3
Clay matrix $<400\mu\text{m}$	66	2	15	13	3.5
Fragments and gravels	73	2	9	8	2.5

Tableau V.2-1: la composition minéralogique de l'argile rouge de faille (d'après Perdikatsis)

Sample	Quartz (%)	Chlorite (%)	Calcite (%)	Albite (%)
Clay particles $<80\mu\text{m}$	49	47.4	2.5	1
Clay matrix $<400\mu\text{m}$	56	34	6.5	2.5
Fragments and gravels	61	24	12	2

Tableau V.2-2: la composition minéralogique de l'argile grise de faille (d'après Perdikatsis)

Dans ces tableaux la composition minéralogique est normalisée à 100%. Le contenu d'amorphes est de 20% pour l'argile rouge et 40% pour l'argile grise. Si on compare les deux argiles on peut noter la présence dans l'argile rouge de particule d'illite et d'hématite (responsable de la coloration rouge observée) alors qu'on ne trouve pas la calcite et le chlorite qui sont présents dans l'argile grise.

Le comportement poro-mécanique a été étudié au CERMES à partir d'essais oedométriques sous fortes contraintes pour les deux d'argiles. Ces essais oedométriques ont permis de caractériser le comportement des argiles sur une large gamme de contraintes à l'aide de deux paramètres : l'indice de compressibilité pour la charge et l'indice de gonflement pour la décharge. Ils ont permis également une évaluation de l'évolution de la perméabilité en fonction de la contrainte appliquée. On a trouvé des perméabilités comprises entre 10^{-19} et 10^{-20} m^2 . Ces résultats concordent bien avec ceux obtenus par des mesures directes de perméabilités réalisées à l'Université d'Edinburgh (Song et al 2004) et aux essais de pompes in situ qui ont montré que la faille était imperméable.

Le comportement thermique de l'argile rouge a été aussi étudié aussi au CERMES à partir d'essais de compression triaxiale à différentes pressions de confinement et différentes températures. Ces essais ont montré qu'une augmentation de la température conduisait à une déformation volumique contractante du matériau. Ce phénomène d'effondrement dû au comportement thermique radoucissant de la gouge argileuse peut conduire à une augmentation de la pression interstitielle et donc à une diminution de la résistance au cisaillement à l'intérieur de la faille lors d'un cisaillement rapide.

Bien que la présence de la fraction argileuse soit relativement faible, ce résultat montre que son influence sur les propriétés thermo-mécaniques du sol est très significative.

Il est important de noter ici la difficulté que nous avons eu à travailler sur des sols naturels fortement remaniés et contenant de gros cailloux. Cela nous a amenés à utiliser souvent des échantillons reconstitués. Les résultats des essais sur ces échantillons reconstitués montrent que ceux-ci ont un comportement semblable aux échantillons naturels carotés.

V.2.2. Article

Ci-joint, la reproduction de l'article publié dans le Comptes Rendus Géoscience 336 (2004) 455-466

Tectonics

Experimental characterization of the thermo-poro-mechanical properties of the Aegion Fault gouge

Jean Sulem^{a,*}, Ioannis Vardoulakis^b, Hichem Ouffroukh^a, Marc Boulon^c, Julien Hans^c^a CERMES, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées-LCPC, 6–8, av. Blaise-Pascal, Cité Descartes, Champs-sur-Marne, 77455 Marne-La-Vallée cedex 2, France^b Department of Mechanics, National Technical University of Athens, Greece^c Laboratoire « Sols, Solides, Structures », UMR 5521 (UJF, INPG, CNRS), BP 53, 38041 Grenoble cedex 9, France

Received 17 November 2003; accepted after revision 1 December 2003

Written on invitation of the Editorial Board

Abstract

The experimental characterization of the thermo-poro-mechanical behaviour of Aegion Fault drilling cores is presented. The heart of the fault is met at a depth of 760 m and consists of clay-rich material on a length of about 1 m. This zone is surrounded by a cataclastic one. Here the thermo-poro-mechanical behaviour of the clayey core is investigated by means of oedometer and triaxial compression experiments. It is shown that softening behaviour under thermal loading is possible. Thermal collapse of the material may thus activate fluid pressurisation inside the fault and trigger fault slip. In addition, the behaviour of the interface between the intact rock and the cataclastic zone is studied by direct shear tests. *To cite this article: J. Sulem et al., C. R. Geoscience 336 (2004).*

© 2004 Académie des sciences. Published by Elsevier SAS. All rights reserved.

Résumé

Caractérisation expérimentale des propriétés thermo-poro-mécaniques de la gouge de la faille d'Aegion. On présente une étude expérimentale du comportement thermo-poro-mécanique des carottes extraites de la faille d'Aegion. Le cœur de la faille, rencontré à 760 m de profondeur, est constitué de matériaux argileux sur une épaisseur d'environ 1 m. Cette zone est entourée d'une zone cataclastique. Le comportement thermo-poro-mécanique du noyau argileux est étudié à partir d'essais de compression oedométrique et de compression triaxiale. On montre qu'un comportement radoucissant sous chargement thermique est possible. Cet effondrement thermique du matériau peut conduire à une pressurisation du fluide de la faille et à une réduction de sa résistance au cisaillement. De plus, le comportement de l'interface entre la zone intacte et la zone cataclastique est étudié à partir d'essais de cisaillement direct. *Pour citer cet article : J. Sulem et al., C. R. Geoscience 336 (2004).*

© 2004 Académie des sciences. Published by Elsevier SAS. All rights reserved.

Keywords: fault gouge; clays; interface; thermo-mechanical testing; softening behaviour**Mots-clés :** gouge de faille ; argiles ; interface ; essais thermo-mécaniques ; comportement radoucissant

* Corresponding author.E-mail address: sulem@cermes.enpc.fr (J. Sulem).

Version française abrégée

Nous présentons dans cet article les résultats de travaux expérimentaux portant sur le comportement thermo-poro-mécanique de matériaux prélevés dans la faille active d'Aegion, dans le golfe de Corinthe. Le noyau de la faille, rencontré à une profondeur de 760 m, est constitué d'une zone riche en matériaux argileux sur une longueur d'un mètre environ (Fig. 1). Cette zone est entourée d'une zone de brèche calcaire d'une épaisseur de 3 m, au-dessus, et d'une brèche de radiolarites de 9 m d'épaisseur, au-dessous. L'analyse minéralogique des échantillons a été effectuée par diffraction des rayons X et a montré que, dans la zone de gouge argileuse, les fragments de radiolarites et la matrice argileuse avaient une composition semblable (Tableau 1), à base essentiellement de quartz (74 %), de chlorite (3 %), d'illite (10 %), d'albite (9 %) et d'hématite (3 %).

Une attention particulière a été portée à la caractérisation du comportement du noyau argileux. En effet, la présence d'argile dans une gouge de faille affecte de manière sensible le comportement de la faille en termes de perméabilité, de réponse mécanique et de réponse thermique, dans la mesure où cette argile, qui est généralement dans un état normalement consolidé, montre une réponse volumique contractante lorsqu'on la chauffe. La courbe granulométrique de la gouge argileuse montre que la proportion des particules fines (de taille inférieure à 80 μm) est de 32 %, tandis que le pourcentage des particules d'argile (fraction de taille inférieure à 2 μm) est de 15 %. Les limites d'Atterberg de ce matériau sont : limite de liquidité, $w_L = 29\%$, limite de plasticité, $w_P = 17\%$, indice de plasticité, $PI = 12\%$.

Le comportement poro-mécanique est étudié à partir d'essais oedométriques à fortes contraintes (Fig. 3) et d'essais de compression triaxiale à différentes pressions de confinement et différentes températures (Figs. 5 et 6). L'essai oedométrique, largement utilisé en mécanique des sols, permet de caractériser le comportement sur une large gamme de contraintes à l'aide de deux paramètres, l'indice de compressibilité pour la charge et l'indice de gonflement pour la décharge. Il permet aussi une évaluation de l'évolution de la perméabilité en fonction de la contrainte appliquée. Le comportement thermique est étudié à partir d'essais de chauffage sous contrainte isotrope en conditions drai-

nées. Ces essais ont montré qu'une augmentation de la température conduisait à une déformation volumique contractante du matériau (Fig. 7). Ce phénomène d'effondrement, dû au comportement thermique radoucissant de la gouge argileuse, peut conduire à une augmentation de la pression interstitielle, et donc à une diminution de la résistance au cisaillement à l'intérieur de la faille lors d'un cisaillement rapide. Les paramètres thermo-poro-mécaniques déterminés en laboratoire sont résumés dans le Tableau 2.

Les conclusions de cette étude sont les suivantes.

- Le noyau argileux de la faille a une perméabilité très faible ($\sim 10^{-20} \text{ m}^2$) et présente un comportement volumique contractant lors d'une augmentation de la température (radoucissement thermique); ainsi, un cisaillement rapide peut conduire à une pressurisation du fluide de la faille.
- Lors d'essais triaxiaux en conditions drainées à température et confinement constants, le matériau atteint l'état critique (écoulement plastique à volume constant sous déviateur constant) sous compaction monotone.
- La résistance au frottement du matériau argileux augmente légèrement avec la température et la vitesse de déformation (écrouissage positif en température et vitesse de sollicitation).
- Le joint entre la zone des calcaires fracturés et les bandes cataclastiques, étudié à l'aide d'essais de cisaillement direct, montre un comportement fragile et contractant, avec un angle de frottement résiduel d'environ 32° , soit 3° de plus que celui de la gouge argileuse.

1. Introduction

Within the frame of the European projects DG-Lab Corinth and 3F-Corinth, fault zone cores from the active Aegion Fault in the Gulf of Corinth in Greece have been collected continuously from depths between 708 to 782 m [5]. At depth 760 m the Aegion Fault was intercepted, dipping at an angle of about 60° . The heart of the fault is a zone of clay-rich material on a length of about 1 m. This zone is surrounded by a damage zone of highly fractured rock (breccia). The fault material is embedded between limestone cataclasite on top with a thickness of about 3 m and

radiolarite cataclasite below with a thickness of about 9 m and is characterized as gouge clayey matrix and radiolarite fragments (Fig. 1) [5].

The mineralogical analysis of the samples was carried out by X-ray diffraction techniques. The radiolarites fragments as well as the clay matrix have been studied. Similar mineral composition was found for the fragments and for the clay particles as shown on Table 1 [7]. On this table the mineral composition is normalized to 100%. The amorphous content is about 20%.

In this paper we present results from rock-mechanical laboratory analyses on specimens taken from the Aegion Fault core. Special attention is paid on temperature effects on the behaviour of the clayey core of the lower part of Aegion Fault drilling core. This zone corresponds to the weakest gouge clayey matrix and radiolarite fragments material encountered in this sequence and is recognisable from its red-brown coloration. In addition, results are presented from direct shear tests performed along the interface between the limestone and the cataclastic bands as encountered at depth 744 m.

2. The role of clay minerals in fault zones

The observations from the active fault drilling operation of the Geological Survey of Japan at Nojima Hirabayashi after the 1995 Hyogoken-nanbu (Kobe) Earthquake and the following analysis by Otsuki et al. [6] renewed the interest of the geophysics community on the role of temperature and fluids in active faulting [2,4]. Shear heating tends to increase pore pressure and to decrease the effective compressive stress and the shearing resistance of the fault material. On the other hand, dilatancy tends to decrease pore pressure. Such couplings have been studied thoroughly in a recent paper of Garagash and Rudnicki [1].

Fault zones are often characterized by large amounts of clay minerals, which form well-defined structures within the fault zone. The total concentration of the clay minerals in the fault zone is usually larger than in the host rock. These clay minerals inside the fault gouge are widely believed to affect significantly the mechanical behaviour of faults, since, as is the case for normally consolidated clays, they tend to contract when heated.

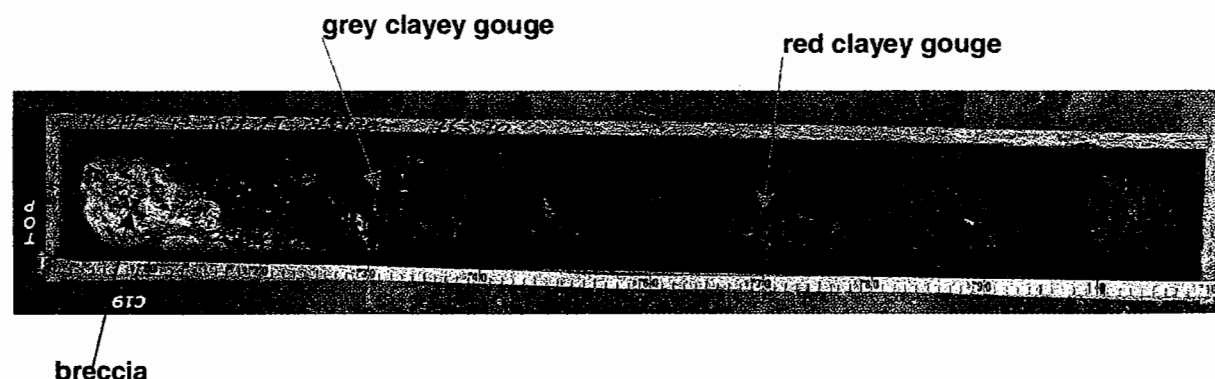


Fig. 1. Box 49 containing the core at depth 759.70 m, characterised as the 'Aegion fault' core [5].

Fig. 1. Boîte 49, contenant la carotte prélevée à 759,70 m, caractérisée comme la carotte « faille d'Aegion » [5].

Table 1

Mineral composition of red fault clayey gouge (after Perdikatsis [7])

Tableau 1

Composition minéralogique de la gouge argileuse rouge de la faille (d'après Perdikatsis [7])

Sample	Quartz (%)	Chlorite (%)	Illite (%)	Albite (%)	Hematite (%)
Clay particles < 80 μm	74	3	10	9	3
Clay matrix < 400 μm	66	2	15	13	3.5
Fragments and gravels	73	2	9	8	2.5

Based on the above-mentioned literature and the recent experimental work by Sultan et al. [9], Vardoulakis has demonstrated [12,13] the importance of thermally collapsible and thermally softening clay on the overall dynamic thermo-poro-mechanical behaviour of clay-rich gouges. Accordingly, conditions for possible softening behaviour of the clay under thermal loading are investigated. The sensitive parameter for the description of the thermo-poro-mechanical coupling is the thermal expansion coefficient of the material. Possible collapse of the clay under thermal loading may activate fluid pressurization inside the fault and lead to substantial reduction of the apparent friction.

3. Thermo-poro-mechanical properties of the red Aegion Fault clay

3.1. Samples preparation and in situ stress

In geotechnical engineering special techniques exist to obtain high-quality undisturbed soil samples and try to prevent alteration of soil structure. It is however very difficult to obtain undisturbed samples from great depths. Unfortunately within the frame of DGLab project no resources could be made available to use these techniques and the cores have been disturbed to some degree during sampling and transportation. However this is not so detrimental for the type of gouge material that was recovered as it can be with cemented sands or with soft clays.

As the first reports from the drilling site confirm, the clayey gouge that was extracted from Aegion Fault was a remarkably soft material, Fig. 1. Most probably, this is because this material was continuously stressed due to the aseismic and seismic movements of the fault. Thus, it is expected that the effect of remoulding be of lesser importance, as long as the density and the water content of the samples are preserved for testing.

The in situ density of the material is reasonably retrieved by applying the in situ stresses onto the sample. Notice that it is programmed within the DGLab project to perform direct stress measurements inside the borehole. The data are not available at present. Thus the in situ state of stress has to be estimated. Assuming that the density of the overburden is about 2.5 g cm^{-3} , we estimate a total vertical stress of about 19 MPa, which

in turn is corresponding to an effective vertical stress of 11.4 MPa.

Once the Aegion Fault core was taken from the borehole, it was stored for a few days on site and then it was transported to the Soil Mechanics Laboratory of 'École nationale des ponts et chaussées', Paris, France, where it was stored in a room with controlled temperature and humidity. Obviously, it was not possible to avoid partial drying of the core during extraction, storage and transportation, but then it was regularly wetted as soon as it was stored in good conditions. As it was not possible to use in the experiments the same saturation fluid as in situ, we have used demineralised water in which a certain amount of particles from the sample have been placed during 24 h. The mixture has been then filtered and the resulting fluid has been used for the saturation of the tested samples. This technique is commonly used in soil testing to avoid any chemical influence of the saturation fluid on the mechanical properties of the tested material.

3.2. Particle size characteristics and Atterberg limits of the material

Fig. 2 shows the grain-size distribution curve for the red Aegion Fault clay material. The coarse fraction corresponds to radiolarite fragments. The percentage of fines (fraction smaller than $80 \mu\text{m}$ sieve size) is 32% and the percentage of clay particles (mass fraction smaller than $2 \mu\text{m}$) is about 15%.

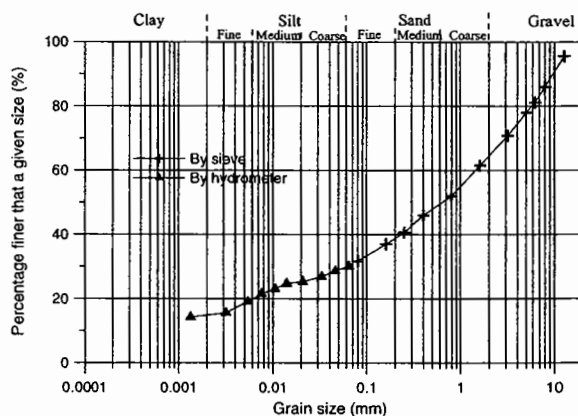


Fig. 2. Grain size distribution of the red Aegion fault clayey gouge.

Fig. 2. Courbe granulométrique de la gouge argileuse rouge de la faille d'Aegion.

The corresponding Atterberg limits are: liquid limit $w_L = 29\%$, plastic limit $w_P = 17\%$, which correspond to a relatively low plasticity index ($PI = 12\%$). According to the USC system, the material is classified as a ‘clayey sand’.

3.3. Oedometric compression test

The oedometer test is commonly used in soil mechanics practice to measure compressibility. Here for completeness, we outline the basic concepts of this test: a fluid-saturated cylindrical specimen is confined laterally by a stiff metal ring and the specimen is stressed along the vertical axis. Due to the lateral rigid confinement of the specimen, the strains in horizontal directions are suppressed. Porous stones are employed on the top and bottom of the specimen in order to permit the free drainage of the pore-fluid in or out of the specimen. During the test the vertical load is applied in small increments. For each load increment, the vertical deformation of the specimen is monitored using displacement gauges. Assuming that the grains of the solid constituent are incompressible, all volume changes are attributed to changes in the voids ratio of the specimen and are directly linked with the extrusion of the pore-fluid from the pore-space. Thus we relate the change in the void ratio of the specimen Δe with the volumetric strain ε_v :

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad (1)$$

where e_0 is the initial void ratio.

The commonly observed non-linear stress-strain response of a soft geomaterial in oedometric compression makes it more convenient to plot the void ratio versus the effective vertical stress σ'_v in a logarithmic scale, because, as was first observed by Terzaghi [11], at large stresses the corresponding curve becomes a straight line, so that a unique parameter, the so-called compression index:

$$C_c = - \frac{\Delta e}{\Delta(\log \sigma'_v)} \quad (2)$$

is sufficient to characterise the compressibility of the material over a wide range of stresses. Similarly one is defining upon unloading the so-called swelling index C_s .

In Fig. 3 are displayed the results from oedometric compression test performed on a saturated sample

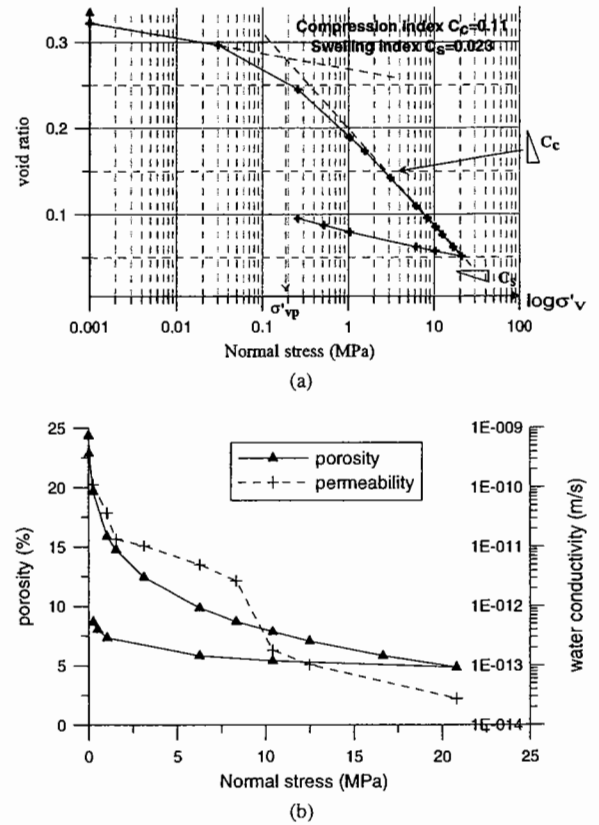


Fig. 3. Oedometric compression tests: (a) oedometric curve; (b) porosity and permeability evolution.

Fig. 3. Essais de compression oedométrique : (a) courbe oedométrique ; (b) évolution de la porosité et de la perméabilité.

using a high-pressure oedometer [3]. A system of double cantilever beam allows a maximum vertical load of 12 t corresponding to a maximum stress of about 31 MPa on a cylindrical sample with a diameter of 70 mm. The curve can be divided into two parts. The first part, starting at the beginning of the curve, represents the reconsolidation phase. At the end of the reconsolidation, the curve shows a sharp bend and becomes a straight line, which corresponds to the primary consolidation line of a normally consolidated sample. The vertical stress σ'_{vp} , which corresponds to the elbow of the consolidation curve, marks the point where the sample starts to present large irreversible deformation when loaded. After Casagrande, this stress is identified with the so-called pre-consolidation stress. The small value of the

pre-consolidation stress obtained here shows that the material has been remoulded during the coring process and has lost the memory of its past loading history. The measured compression index $C_c = 0.11$ is typical of a sandy clay.

The evolution in time of the compression of a fluid-saturated, fluid-permeable porous material is described by Terzaghi's (1925) consolidation theory. According to it, the compaction of the material is associated with the extrusion of the pore-fluid through the permeable boundaries of the specimen. In the considered one-dimensional setting of a specimen compressed vertically in an oedometer, this theory results into the following equation for the dissipation of excess pore pressure:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (3)$$

where u is the excess pore pressure, z is the coordinate in vertical direction, t is the time and c_v is the consolidation coefficient:

$$c_v = \frac{k_f (1 + e)}{\gamma_f a_v} \quad (4)$$

In this equation, k_f is the hydraulic conductivity of the material with respect to a given fluid, and

$$a_v = -\frac{\Delta e}{\Delta \sigma'_v} \approx 0.434 \frac{C_c}{\sigma'_v} \quad (5)$$

is the compression modulus of the material; e is the actual voids ratio and γ_f is the unit weight of the pore-fluid.

By using the Casagrande method [10], it is possible to estimate the consolidation coefficient c_v directly from oedometer test results and thus, from Eq. (4), to evaluate the hydraulic conductivity of the gouge as a function of the applied oedometric pressure (Fig. 3). Notice that the physical or Muskat permeability k of the material, with dimension of square length, is related to the hydraulic conductivity k_f by:

$$k = \frac{\eta_f}{\gamma_f} k_f \quad (6)$$

where η_f is the viscosity of the pore fluid.

The oedometer tests have yielded the following values for the consolidation coefficient and the permeability of the tested fault gouge material at $\sigma'_v = 15$ MPa: $c_v \approx 2.42 \times 10^{-9} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$, $k = 7 \times 10^{-21} \text{ m}^2$.

After the last stage of the loading process at $\sigma'_v = 21$ MPa, the sample was unloaded. The corresponding swelling index is $C_s = 0.023$. The specimen was then removed from the oedometric cell, weighted and then dried in an oven at 105 °C for 24 h. The porosity of the specimen at the end of the test was found to be 8.7%. The evolution of the porosity with axial stress was back calculated from the axial strain measurements, as is shown in Fig. 3b. Thus the back-calculated initial porosity of the material is 19.7% and the porosity of the sample loaded in oedometric compression at $\sigma'_v = 16.6$ MPa is 5.8%.

We notice finally that the oedometer tests allow the determination of the isothermal compressibility coefficient

$$c \equiv m_v = \frac{\Delta \varepsilon_v}{\Delta \sigma'_v} = \frac{a_v}{1 + e} \quad (7)$$

which is directly linked to the aforementioned compression modulus and compression index; cf. Eqs. (2) and (5). At $\sigma'_v = 16$ MPa, the isothermal, compressibility coefficient of the tested fault gouge is $c = 0.0028 \text{ MPa}^{-1}$.

3.4. Strength parameters from drained triaxial compression tests

Due to the small amount of material available for experimental studies, only two specimens could be used. The first specimen was tested at room temperature ($\theta = 22$ °C) and the second at an elevated temperature ($\theta = 70$ °C). For the same reason, 'stepped' triaxial testing programmes were imposed, following the stress paths shown in Fig. 4.

The first specimen was sheared sequentially at confining pressures $\sigma_c = 8$ MPa, $\sigma_c = 16$ MPa and $\sigma_c = 18$ MPa. At the end of each shearing phase at constant confining pressure, the specimen was unloaded axially and the confining pressure was augmented to reach the next prescribed level. For the second specimen, the axial load was kept constant during the augmentation of the confining pressure from $\sigma_c = 16$ MPa to $\sigma_c = 18$ MPa. As we are interested here in the response of the material during the shearing phase and considering that the volumetric strains are not significant during the unloading phases (the material is practically rigid upon unloading), the stress paths followed in the triaxial tests of the first and the second specimen

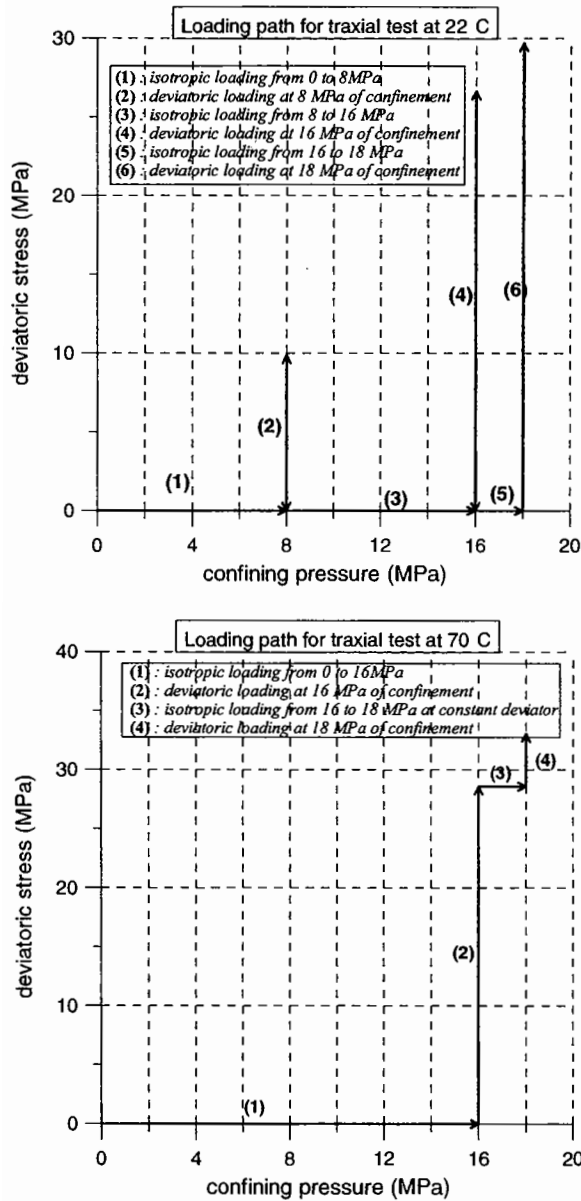


Fig. 4. Stress paths followed in the triaxial compression tests.

Fig. 4. Chemins de contraintes pour les essais de compression triaxiale.

do not differ significantly. The corresponding stress–strain curves are shown in Figs. 5 and 6, respectively. Axial and volumetric strains are measured with respect to an initial state, corresponding to the beginning of the first deviatoric phase of the test.

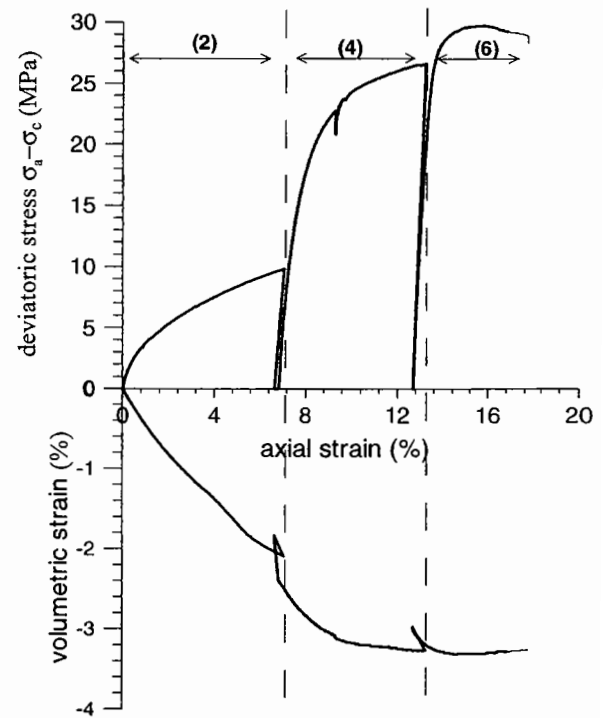


Fig. 5. Drained triaxial test performed on the first specimen at room temperature (numbers indicate the loading phases according to Fig. 4).

Fig. 5. Essais triaxiaux drainés à température ambiante (les nombres indiquent les phases de chargement, conformément à la Fig. 4).

For the 1st specimen, tested at $\theta = 22^\circ\text{C}$ and $\sigma_c = 8$ MPa, the loading phase was interrupted at an axial strain, $\varepsilon_a = 7.2\%$ corresponding to a deviatoric stress $q = \sigma_a - \sigma_c = 9.9$ MPa. Since this value of the deviatoric stress is actually smaller than the value, q_f , at which failure occurs, the specimen remained homogeneous. This justifies the loading strategy applied here, according to which the same specimen could be used for a different higher pressure. Using a hyperbolic fitting of the data we could estimate that, at $\sigma_c = 8$ MPa, $q_f \approx 14$ MPa. For the shearing phases at $\sigma_c = 16$ MPa and at $\sigma_c = 18$ MPa, the material was compacting and it reached the critical state of maximum compaction at a mobilized friction angle of $\phi_{cs} = 27.9^\circ$. For both tested specimens the critical state was reached for large strains. For the first specimen, the maximum volumetric strain (respectively, axial strain) was $\varepsilon_{v,\max} \approx 3.3\%$ (respectively, $\varepsilon_{a,\max} \approx 17.8\%$). The corresponding values for the second specimen are $\varepsilon_{v,\max} \approx 1.3\%$

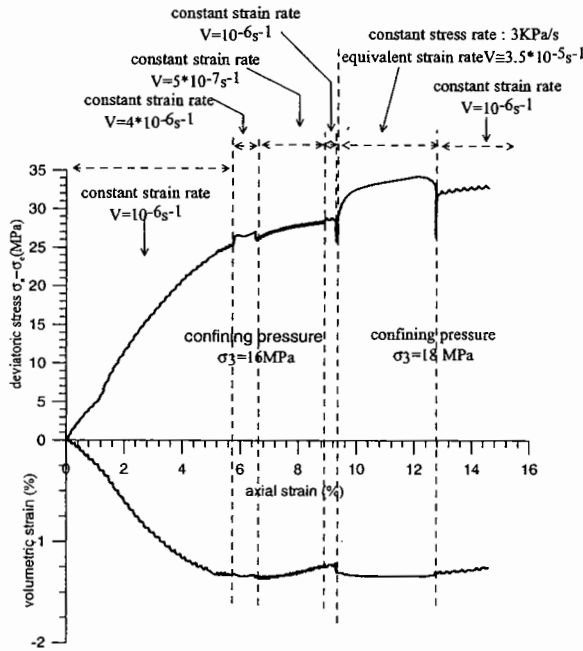


Fig. 6. Drained triaxial test performed on the second specimen at 70 °C.

Fig. 6. Essais triaxiaux drainés à 70 °C.

($\varepsilon_{a,\max} \approx 14.5\%$). We notice that the dilatant behaviour, which is observed at the end of the test, is attributed to the occurrence of shear banding in the sample.

The frictional resistance of the material at critical state increases slightly with the temperature and with the strain rate. The influence of temperature on the friction angle can be judged by comparing the value of maximum friction angle $\phi_{cs} = 29^\circ$, for second specimen and for a strain rate, $\dot{\varepsilon}_a = 10^{-6} \text{ s}^{-1}$, with the aforementioned value $\phi_{cs} = 27.9^\circ$, holding for the first specimen, tested at the same strain rate. Thus, a temperature difference of $\Delta\theta = 48^\circ\text{C}$ results into an increase of maximum friction angle of $\Delta\phi_{cs} \approx 1^\circ$.

As is shown in Fig. 6, changes in the strain rate during the test indicate also some rate sensitivity. Here we evaluate the rate sensitivity of the tested material in terms of the mobilized-friction coefficient f :

$$f = \frac{2\sqrt{3}\sin\phi_m}{3 - \sin\phi_m} \quad (8)$$

where ϕ_m is of the corresponding mobilized friction angle. Thus assuming an exponential law of the

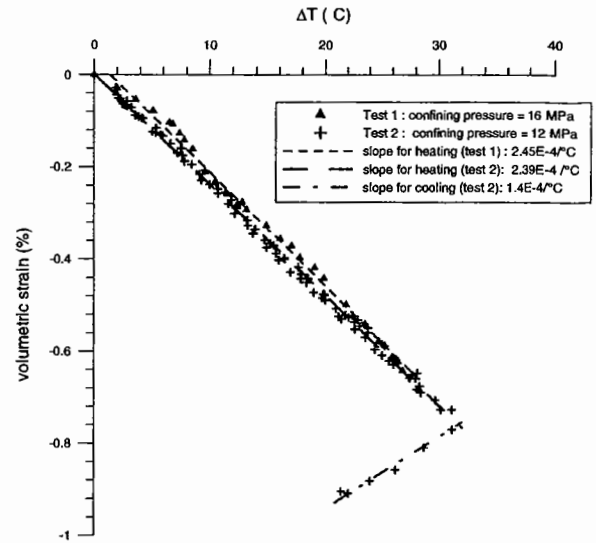


Fig. 7. Drained heating tests under isotropic state of stress.

Fig. 7. Essais de chauffage drainés sous contrainte isotrope.

form [8]:

$$f = f_{\text{ref}} \exp\left(S_f \frac{\dot{\varepsilon}_a}{\dot{\varepsilon}_{a,\text{ref}}}\right) \quad (9)$$

the frictional rate-sensitivity is estimated from the test data by using the following formula,

$$S_f = \frac{\Delta f / ((f^+ + f^-)/2)}{\ln(\dot{\varepsilon}_a^+ / \dot{\varepsilon}_a^-)} \quad (10)$$

For the rest of the tested red clay, we found that $S_f \approx 0.01$.

3.5. Drained thermal loading of the clayey gouge

In order to study the effect of temperature on the volumetric behaviour of the material, two tests of drained heating have been performed in isotropic stress conditions. The first test was run with an isotropic effective stress of $p' = 16 \text{ MPa}$ and the second test with $p' = 12 \text{ MPa}$. For each test, the specimen was first loaded isotropically to its final stress in drained conditions and at constant room temperature. Then by keeping the isotropic stress constant, the specimen was heated in drained conditions at a rate, $\theta = 0.02^\circ\text{C min}^{-1}$. The experimental results are shown in Fig. 7. The two tests show a good reproducibility and show also that the final state of isotropic stress is not influencing the response. The important

result from these experiments is that the clay-rich material is contracting, when heated. This phenomenon represents a thermo-plastic or structural collapse. The corresponding elasto-plastic contraction coefficient is negative:

$$\alpha_c^{ep} = -2.4 \times 10^{-4} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1} \quad (11)$$

During the cooling phase thermo-elastic contraction is occurring with a rate of

$$\alpha_c^e = 1.4 \times 10^{-4} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1} \quad (12)$$

Thus the resulting isobaric thermo-plastic contraction coefficient is:

$$\alpha_c^p = \alpha_c^{ep} - \alpha_c^e = -3.8 \times 10^{-4} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1} \quad (13)$$

Following Vardoulakis [12], the coefficient of thermal pressurization λ can be estimated from the above results:

$$\lambda = \frac{-\alpha_c^p}{c} \quad (14)$$

where the compressibility coefficient is given by Eq. (7). The thermal pressurization coefficient of the tested fault gouge is $\lambda \approx 136 \text{ kPa } ^\circ\text{C}^{-1}$.

3.6. Summary

The Aegion Fault gouge is a clay-rock mixture. The above results have shown that although the clay fraction is relatively small, it has a significant influence on the thermo-mechanical properties of the material. The thermo-poro-mechanical constants of the water saturated red clayey gouge at a nominal axial effective stress of 16 MPa are summarized in Table 2.

Table 2

Thermo-poro-mechanical constants of the water saturated red clayey gouge at a nominal stress of 16 MPa

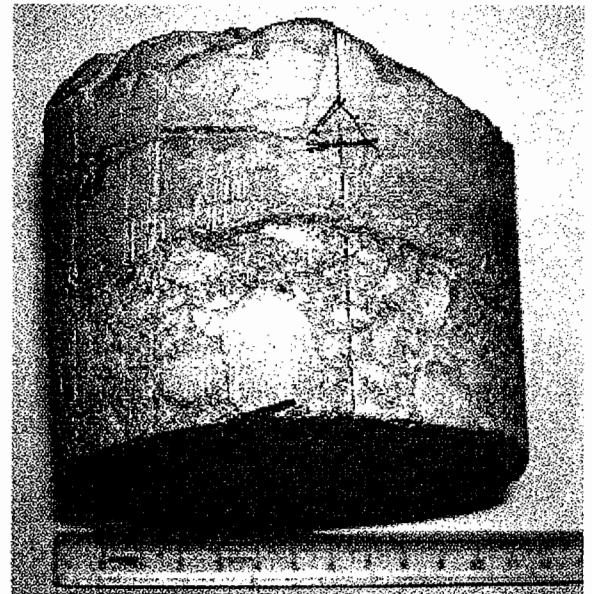
Tableau 2

Constantes thermo-poro-mécaniques de la gouge argileuse rouge saturée en eau à 16 MPa

Permeability k	$7 \times 10^{-21} \text{ m}^2$
Compression index C_c	0.11
Swelling index C_s	0.023
Consolidation coefficient c_v	$2.42 \times 10^{-9} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$
Compressibility coefficient c	0.0028 MPa^{-1}
Thermal pressurization coefficient λ	$136 \text{ kPa } ^\circ\text{C}^{-1}$
Friction angle at critical state φ_{cs}	$28^\circ\text{--}29^\circ$

4. Mechanical properties of the joint between the fractured limestone and the breccias zone

It is of interest to study the behaviour of the interface between fractured limestone and cataclastic bands as found above the clayey core of the faults (Fig. 8). One sample has been tested in the direct shear box of Laboratory 3S (Soils, Solids, Structures) in Grenoble, France. The orientation of the joint



(a)



S 35

(b)

Fig. 8. Interface between the fractured limestone and a cataclastic band (Box 33 – Core 13-2) at depth 744 m: (a) core sample; (b) unfolded picture of the core surface.

Fig. 8. Interface entre le calcaire fracturé et une bande cataclastique (boîte 33 – carotte 13-2) à 744 m de profondeur : (a) échantillon ; (b) développée de la surface.

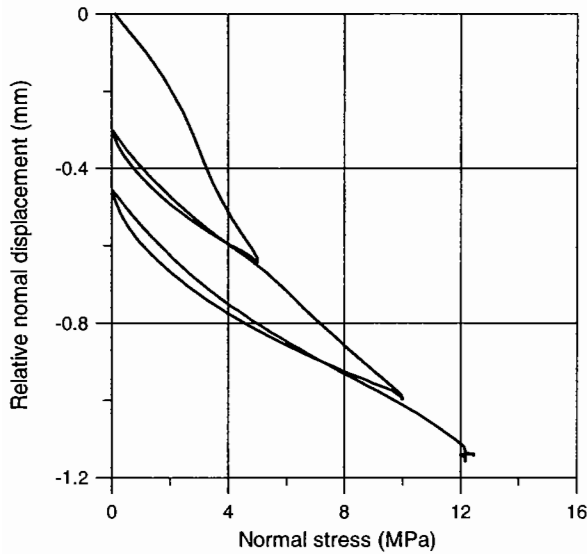


Fig. 9. Cyclic normal loading.

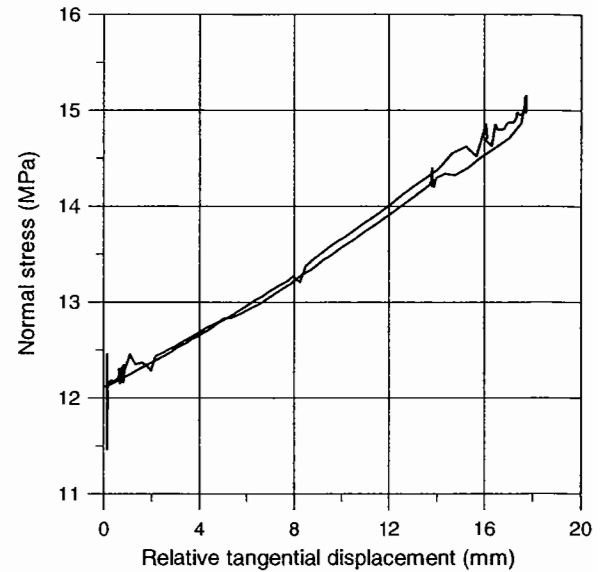
Fig. 9. Chargement normal cyclique.

with respect to the axis of the core is 112° . On the side of the vein wall of the fault, the material is a fissured limestone with open fractures often filled with calcite. On the side of the breccia, it is a crushed, relatively porous material with recent cementing. Voids of several millimetres of diameter and geodes with calcite filling are visible inside the calcite where the crystallization is uncompleted.

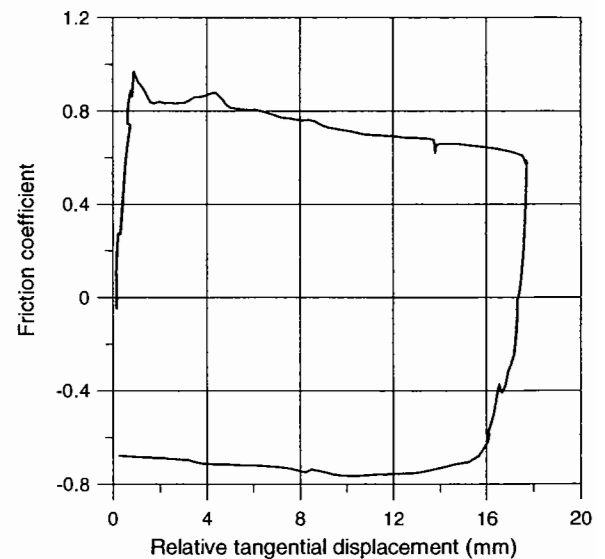
During the direct shear experiments, the displacement was applied on the joint in a direction that corresponds to the relative movement observed in the Corinth Gulf, i.e., from south to north. The stress path chosen is as follows:

- first an increasing normal stress was applied with two unloading and reloading cycles at 5 MPa and 10 Pa;
- then at a nominal normal stress of 12.20 MPa, a shear displacement was applied up to relative tangential displacement $\Delta u_t = 40$ mm;
- then the tangential displacement was reversed to zero relative tangential displacement.

The tangential stiffness of the joint is estimated as $k_t = 13.9 \text{ MPa mm}^{-1}$. The response to normal loading is shown in Fig. 9. Notice that under constant normal force, the normal stress was increasing with increasing



(a)



(b)

Fig. 10. Direct shear experiment under constant normal force: (a) evolution of normal stress; (b) friction coefficient.

Fig. 10. Essai de cisaillement direct sous force normale constante : (a) évolution de la contrainte normale ; (b) coefficient de frottement.

tangential relative displacement (due to cross-section reduction) and reached a value $\sigma \approx 15 \text{ MPa}$ (Fig. 10a). The normal stiffness of the joint was increasing with normal stress from about $k_n = 10.8 \text{ MPa mm}^{-1}$ at

low normal stress, to $k_n = 17.7 \text{ MPa mm}^{-1}$ at normal stress $\sigma = 12 \text{ MPa}$.

The friction coefficient, defined as the ratio between shear stress and normal stress

$$\tan \phi = \frac{\tau}{\sigma} \quad (15)$$

is plotted in Fig. 10(b) versus the relative tangential displacement. It shows a sharp peak, which corresponds to the rupture of the contact between the limestone and the breccia. The peak corresponds to a friction angle of $\phi_p = 44^\circ$, which is close to the internal friction angle of the intact limestone. The residual friction angle of the joint is almost the same in loading and unloading and is $\phi_r \approx 32^\circ$. It is observed that the peak is not so sharp when the direction of the shear is inverted, which reflects the rapid wear of the contact surface of the joint.

Important porosity reduction is observed for the first cycle. Notice that pore closure is frequently observed in uniaxial testing of highly porous rocks. The contractant character of the interface, when sheared is shown in Fig. 11. The corresponding dilatancy angle is negative, $\psi = -7^\circ$, during the loading phase and positive, $\psi = 5^\circ$, during the unloading phase.

The mineralogical composition of the crushed material exactly at the contact between the limestone and the breccia (Fig. 12) after the shear test has been analysed using X-ray diffraction and was found as follows.

Calcite: 77%. Chlorite: 1.5%. Quartz: 7%.

Illite: 4.5%. Albite: 1.5%. Amorphous: 8.5%.

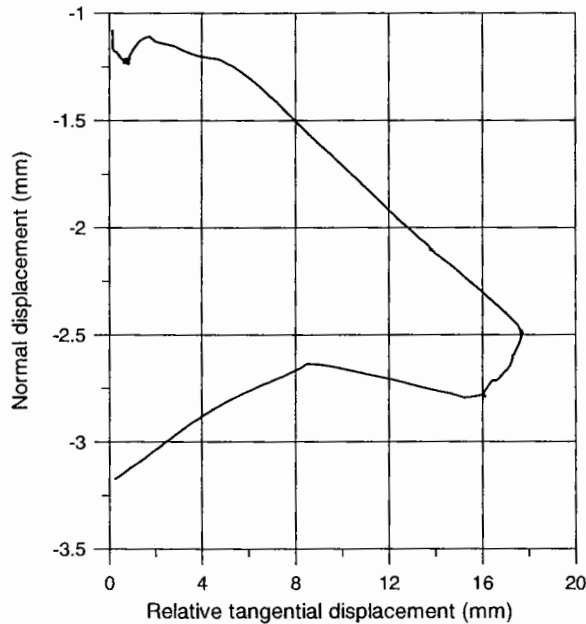


Fig. 11. Direct shear experiment under constant normal force: contractancy of the joint during shear.

Fig. 11. Essai de cisaillement direct sous force normale constante : contractance du joint sous cisaillement.



Fig. 12. The contact zone between the limestone and the breccia tested in direct shear.

Fig. 12. Zone de contact entre le calcaire et la brèche, testée en cisaillement simple.

The presence of quartz can be related to the close formation of radiolarites. The presence of clay minerals such as illite and chlorite is quite common in fault zones. At this stage of the study, it is not clear whether albite was pre-existent or is an indication of a first stage of metamorphism at a temperature of the order of one hundred degrees Celsius.

5. Conclusions

Preliminary results of the experimental characterisation program performed on fault zone cores from Aegion Fault have showed that:

- the clayey core of the fault has a very low fluid permeability and exhibits contractant volumetric behaviour when heated; thus rapid shear deformation may lead to fluid pressurisation inside the fault;
- during drained triaxial tests at constant temperature and confinement, the material is reaching under continuous compaction the critical state (i.e., the state of constant volume and constant deviator);
- the frictional resistance of the material increases slightly with temperature and strain rate;
- the joint between the carbonate zone and the cataclastic bands shows a brittle and contractant behaviour with a residual friction angle of about 32° , which is higher by 3° than the friction angle at critical state of the clay core.

Further experimental studies including the complete mechanical characterisation of the breccia zone and of the interface between this zone and the clayey gouge will be presented in a near future.

Acknowledgements

The authors wish to acknowledge the EU project

‘DG-Lab Corinth’ (EVR1-CT-2000-40005) for supporting this research. They also wish to thank Prof. V. Perdikatsis (Technical University of Crete, Greece), Dr. E. Carrio and Dr. A. Giraud (University Joseph-Fourier, Grenoble, France), Dr. S. Guedon-Dubied and F. Martineau (‘Laboratoire central des ponts et chaussées’, Paris, France) for their contributions in the X-ray petrographic analysis and geological interpretation of the samples.

References

- [1] D.I. Garagash, J.W. Rudnicki, Shear heating of a fluid-saturated slip-weakening dilatant fault zone I. Limiting regimes, *J. Geophys. Res. B* 108 (2) (2003) 2121.
- [2] A.H. Lachenbruch, Frictional heating, fluid pressure and the resistance to fault motion, *J. Geophys. Res.* 85 (1980) 6097–6112.
- [3] D. Marcial, P. Delage, Y.J. Cui, On the high stress compression of bentonites, *Canad. Geotech. J.* 39 (2002) 812–820.
- [4] C.W. Mase, L. Smith, Pore-fluid pressures and frictional heating on a fault surface, *Pageophys.* 122 (1985) 583–607.
- [5] I. Moretti, L. Micarelli, J.-M. Daniel, S. Eyssautier, C. Frima, The cores of AIG-10, IFP Report No. 57240, 2003.
- [6] K. Otsuki, N. Monzawa, T. Nagase, Fluidization and melting of fault gouge during seismic slip: Identification in the Nojima fault zone and implications for focal earthquake mechanisms, *J. Geophys. Res. B* 108 (4) (2003) 2192.
- [7] V. Perdikatsis, Personal communication, 2003.
- [8] L. Prandtl, Ein Gedankenmodell zur kinetischen Theorie der festen Körper, *Z. Angew. Math. Mech.* 8 (1928) 85–106.
- [9] N. Sultan, P. Delage, Y.J. Cui, Comportement thermomécanique de l’argile de Boom, *C. R. Acad. Sci. Paris, Ser. IIb* 328 (2000) 457–463.
- [10] D.W. Taylor, *Fundamentals of Soil Mechanics*, Wiley, New York, 1948.
- [11] K. Terzaghi, *Theoretical Soil Mechanics*, Wiley, New York, 1943.
- [12] I. Vardoulakis, Dynamic thermo-poro-mechanical stability analysis of simple shear on frictional materials, in: G. Capriz, V.N. Ghionna, P. Giovine (Eds.), *Modelling and Mechanics of Granular and Porous Materials*, Birkhäuser, Boston, 2002, pp. 129–150, Chapter 5.
- [13] I. Vardoulakis, Steady shear and thermal run-away in clayey gouges, *Int. J. Solids Struct.* 39 (2002) 3831–3844.

V.2.3. Commentaires et perspectives

Ces premières études expérimentales menées sur les matériaux argileux de la faille ont mis en évidence le potentiel d'effondrement de ce matériau lorsqu'il est soumis à une augmentation de température. Cette observation est d'une grande importance quant à la stabilité de la réponse dynamique de la gouge de faille. Un tel comportement peut conduire à une augmentation de la pression interstitielle à l'intérieur de la faille lors d'un cisaillement rapide en conditions adiabatique et non-drainées, réduire la résistance au cisaillement et activer ainsi le processus de glissement (Vardoulakis 2002).

Ce travail ouvre les perspectives de poursuivre et d'approfondir l'étude du comportement thermo-hydro-mécanique des matériaux rencontrés dans les différentes zones à l'intérieur et autour de la faille, et d'étudier également le comportement poro-mécanique de la zone endommagée de brèche (modules élastiques, résistance, perméabilité) ainsi que l'interaction de la zone argileuse et de la zone endommagée dans la circulation des fluides. A partir des caractéristiques thermo-poro-mécaniques déterminées expérimentalement sur les matériaux de faille, un modèle de comportement élastoplastique peut être proposé et appliqué à l'étude du cisaillement rapide d'une couche argileuse dans une zone endommagée environnante à l'aide d'une modélisation complète des phénomènes de diffusions thermique et hydraulique (Sulem et al 2004b).

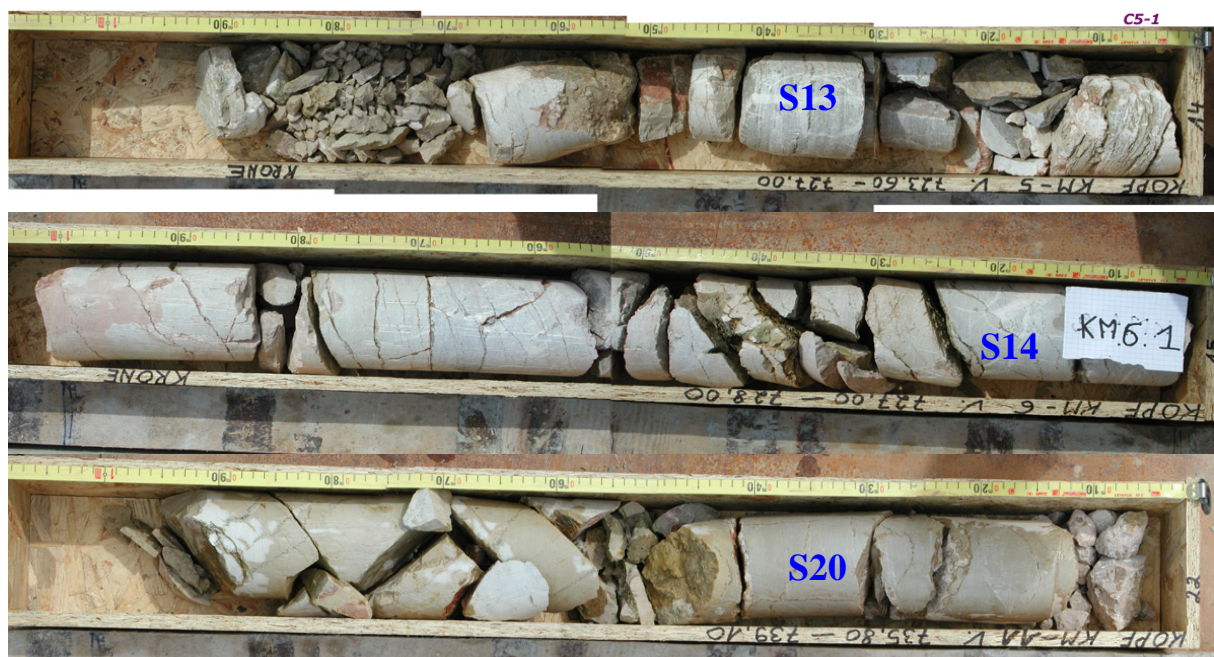
V.3. Résultats complémentaires sur la zone de brèche

V.3.1. Programme d'essais

Des essais triaxiaux ont été réalisés sur des échantillons de roche sèche prélevés dans les différentes formations rencontrées par le forage AIG10 (voir figure V.3-1 et tableau V.3-1). On a choisi une valeur de confinement de référence de 16 MPa qui se rapproche de la contrainte géostatique in situ. Nous avons également réalisé des essais à d'autres contraintes de confinement, la valeur maximale de confinement étant conditionnée par les performances de la presse.

Les échantillons calcaires que nous avons testés contiennent des réseaux de fractures pré-existantes remplies de calcite. Ces fractures ont été repérées pour pouvoir les distinguer de celles qui se développent pendant l'essai de compression.

Les matériaux provenant de la zone de brèche montrent un aspect fragile, et sont très sensibles à la procédure de carottage et de découpage. Seul un échantillon a pu être testé dans le cadre de cette étude. Pour ce type de matériau, la procédure de carottage doit être réalisée après congélation ou confinement préalable des échantillons, un procédé qu'on prévoit de développer dans le futur.



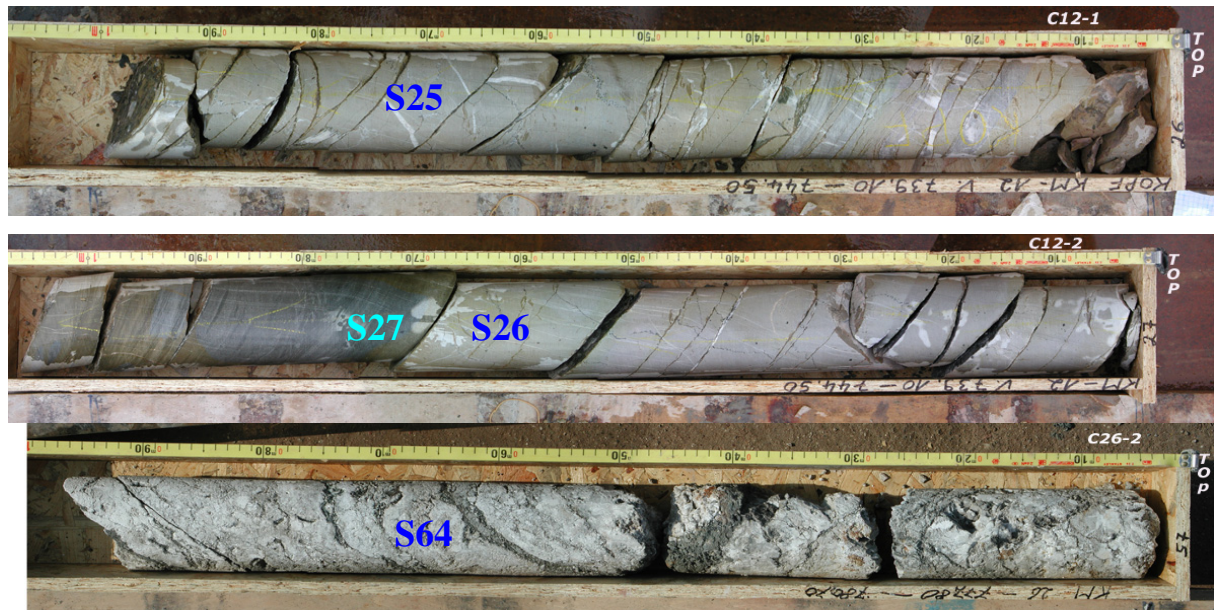


Figure V.3-1: les échantillons de carotte testés

Echantillons	N° d'échantillons	Profondeur (m)	Formation	Pression de confinement (MPa)
S13-2	C05-1	724	calcaire	0
S14-1	C06-1	727.20	calcaire	16
S14-2	C06-1	727.20	calcaire	8
S14-3	C06-1	727.20	calcaire	26
S20	C11-1	736.20	calcaire	0
S25-1	C12-1	739.70	calcaire	25
S25-2	C12-1	739.70	calcaire	8
S26-1	C12-2	740.70	calcaire	16
S26-2	C12-2	740.70	calcaire	16
S27	C12-2	740.90	grès	16
S64	C26-2	779.60	brèche	16

Tableau. V.3-1: les échantillons de carotte testés

V.3.2. Dispositif expérimental

La cellule triaxiale haute pression Geodesign équipée d'une instrumentation interne de mesure de déplacements, décrite dans le chapitre II, a été utilisée dans le cadre de cette étude.

Afin d'améliorer et de compléter notre dispositif d'essai, nous avons développé un nouveau système de chargement axial. Ce système a été conçu en collaboration avec le bureau d'étude Métro-Mesures et l'équipe technique de la section mécanique des roches du LCPC

L'ensemble de l'équipement développé est composé (voir figure V.3-2) :

- d'un bâti de presse conçu pour assurer une rigidité supérieure à celle recommandée par l'ISRM,
- d'un groupe hydraulique (165 l/mn) ;
- d'un piston à double effet d'une capacité de 50 tonnes et deux servo-valves d'une capacité en débit de 65 l/min, montées proche du vérin afin d'assurer un meilleur temps de réponse ;
- d'un logiciel de commande et d'acquisition conçue avec Labview.

Cette presse est asservie par un signal de consigne représentant la force, le déplacement du vérin ou une autre grandeur externe. La mise en marche du nouveau système de charge a été effectuée après la fin de nos essais sur le grès de Fontainebleau. Les premiers résultats d'essai sont satisfaisant surtout du point de vue de pilotage de la partie post-pic.



Figure II.1-13 : Nouveau dispositif du chargement axial

V.3.3. Résultats d'essais de compression triaxiale

V.3.3.1. Propriétés élastiques

Les propriétés élastiques de la roche ont été déterminées sur des cycles de déchargement-rechargement effectués pour différents niveaux de contrainte axiale (25 et 50% de la contrainte axiale maximale). La figure V.3-3 montre un résultat typique de la réponse lors de ces cycles. On observe que les cycles de décharge – recharge sont réversibles et ne présentent pas d'hystérésis. Cependant, les cycles montrent l'existence de déformations irréversibles et une diminution des modules sécants au fur et à mesure du chargement. Ceci traduit l'endommagement de ce matériau. L'augmentation des coefficients de Poisson confirme ce comportement endommagable des roches. Cette tendance est plus marquée dans le cas de l'échantillon de grès S27

L'ensemble des caractéristiques obtenues à partir des cycles pour l'ensemble des essais est résumé dans le tableau V.3-2.

échantillons	Confi- ment (MPa)	cycles	Module de cisaillement (MPa)	Module de compressibilité (MPa)	Module de Young (MPa)	Coefficient de Poisson	Contrainte de cisaillement T (MPa)	Contrainte moyenne p (MPa)
S14-1	16	1	36748	46080	87092	0.18	42.4	40.5
		2	34903	75624	90749	0.33	70.15	56.5
S14-2	8	1	23559	61438	62667	0.33	31.9	25.7
S25-1	25	1	40008	58107	97620	0.22	37.6	46.7
		2	38340	70932	97461	0.27	54.3	56.4
S26-1	16	1	31084	81064	82686	0.33	42.6	40.6
		2	29855	139325	83595	0.40	65.1	53.6
S26-2	16	1	31206	57438	79264	0.27	42.9	40.7
		2	28680	86040	77436	0.35	70.6	56.7
S27-2	16	1	48028	98344	123914	0.29	37.2	37.5
		2	33906	158227	94936	0.40	54.1	47.2
S64-1	16	1	29463	76835	78372	0.33	46.8	37.6

Tableau V.3-2 : Paramètres élastiques des roches extraites de la faille

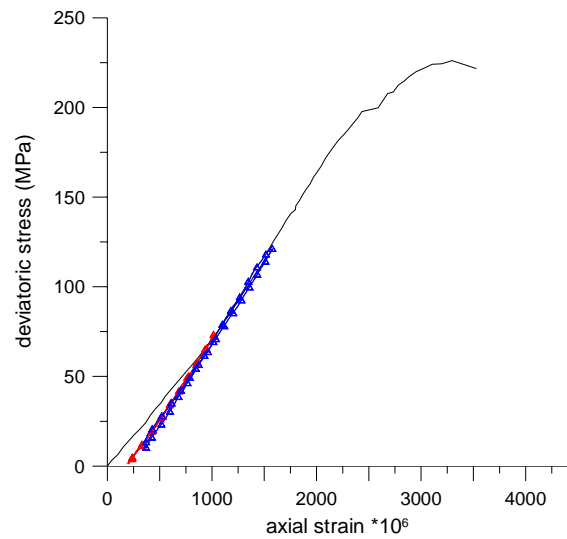


Figure V.3-3 : Evaluation des modules élastiques sur des cycles de déchargement - rechargement

Ces résultats peuvent être comparés avec ceux obtenus dans notre campagne d'essais préliminaire sur des échantillons de roche prélevés sur l'affleurement dans le site H4 et H5 le long de la rivière Selinoutas (Sulem et al 2002). Ces roches ont une très faible porosité comprise entre 0.5 et 1%, l'analyse pétrographique de leurs matrices a montré qu'elles sont composées à 80% de calcite. L'ensemble des caractéristiques obtenues sur ces échantillons est résumé dans le tableau V.3-3.

Confinement (MPa)	cycles	Module de cisaillements (MPa)	Module de compressibilité ϵ (MPa)	Module de Young (MPa)	Coefficient De Poisson	Contrainte de cisaillement T (MPa)	Contrainte Moyenne p (MPa)
2.5	1	28850	80260	77289	0.34	19.9	14.1
	2	27246	94632	74580	0.37	38.9	24.9
	3	27460	102860	75648	0.38	49.3	30.9
10	1	28416	85345	76732	0.35	26.8	25.4
	2	27015	113852	75105	0.39	49.8	38.7
	2	26417	130965	74258	0.40	72.7	52
25	1	36330	67811	92475	0.27	48.9	53.2
	2	34540	78747	90402	0.31	87.3	75.4
	3	33668	86649	89422	0.33	107	86.7

Tableau V.3-3 : Paramètres élastiques des roches d'affleurement

On observe que les propriétés élastiques du calcaire fracturé de faille (échantillons S14, S25, S26) sont similaires à ceux trouvés sur les calcaires d’affleurement. La valeur moyenne des modules de Young et des coefficients de Poisson trouvés pour les calcaires de faille et les calcaires d’affleurement sont respectivement 84300 MPa et 80600 MPa, 0.3 et 0.35.

V.3.3.2. Propriétés de résistance

On représente dans la figure les courbes de contraintes – déformations pour l’ensemble des essais effectués à une pression de confinement de 16 MPa. Les résultats d’essais sur les échantillons de calcaire et de grès mettent en évidence le comportement fragile de ces matériaux. Le comportement de l’échantillon de brèche S64 est différent des autres, il montre un comportement plus ductile que celui des échantillons de calcaire ou de grès.

Le tableau donne les résultats des déviateurs au pic pour l’ensemble des essais. Notons que certains échantillons dont l’élancement est faible (ce qui ne permet pas leur instrumentation) ont été testés en compression uniaxiale. Ces échantillons ont montré une rupture prématurée, ce qui peut être attribué au développement et la propagation instable des fissures préexistantes en condition d’essai uniaxial

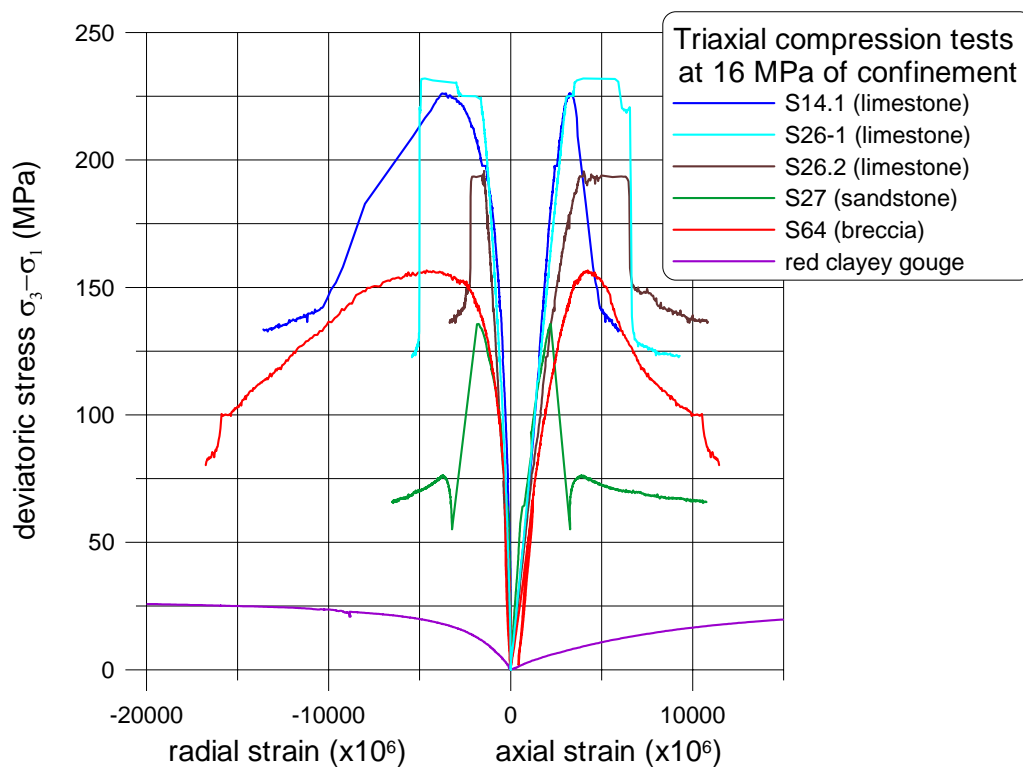


Figure V.3-4 : Essais de compression triaxiale à 16 MPa de confinement

On représente sur la figure V.3-4 le profil de variation du déviateur au pic en fonction de la profondeur pour l'ensemble des essais effectués à une contrainte de confinement de 16 MPa. Ce diagramme montre clairement que le noyau argileux représente le point de faiblesse de la faille.

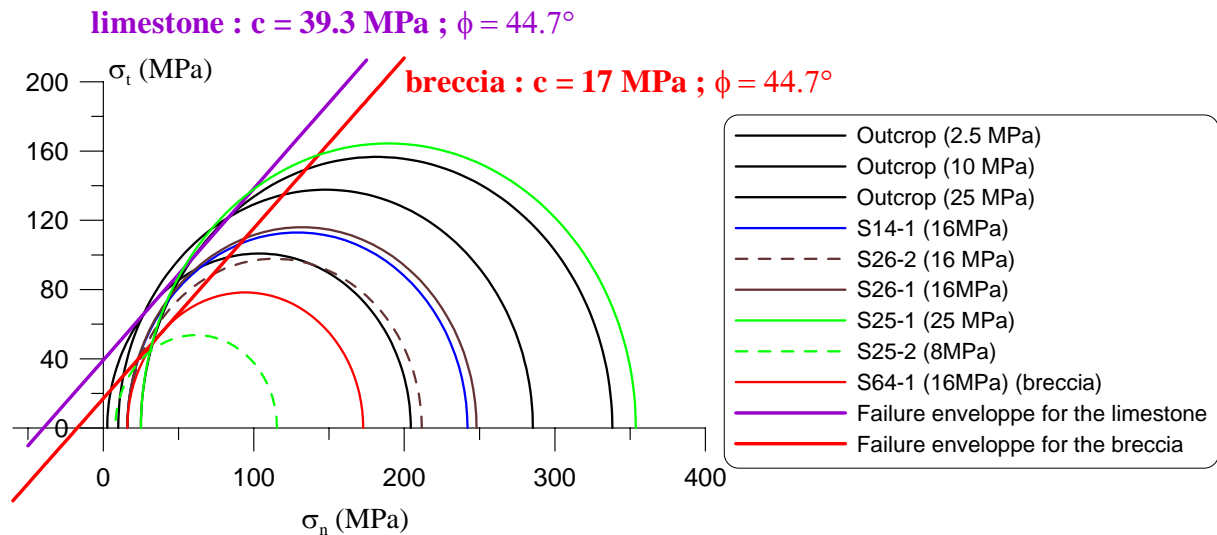
Echantillons	hauteur (mm)	diamètre (mm)	Confinement (MPa)	Contrainte axiale au pic (MPa)
S13-2	40	36.4	0	21.76
S14-1	75.5	36.3	16	242.15
S14-2	59.2	36.3	8	80.91
S14-3	51.5	36.3	26	238.44
S20	39	36.2	0	58.17
S25-1	75	36.15	25	353.8
S25-2	65.5	36.2	8	115.44
S26-1	75.5	36.2	16	248
S26-2	72	36.15	16	211.56
S26-3	75.5	30	0	116.58
S26-4	46.1	29.9	0	122.26
S27-2	75.5	36.15	16	151.67
S27-3	58	36.2	4	91.99
S64-1	60.7	36.2	16	172.7

Tableau V.3-4 : Caractéristiques de résistance des échantillons de roche prélevée de la faille

Sur la figure V.3-5 on a tracé les cercles de Mohr des essais triaxiaux réalisés sur les échantillons de calcaire de faille et calcaire d'affleurement. Une unique droite de rupture peut être calée sur les points de résistance maximale pour les deux types de matériaux. On obtient un angle de frottement de 44.7° et une cohésions de 39.3 MPa ce qui donne une résistance de 188 MPa en compression uniaxiale.

Comme nous disposons que d'un seul essai sur le matériau de brèche, nous avons supposé pour ce type de matériau le même angle de frottement que celui de la formation calcaire. Cela nous donne une cohésion de 17 MPa et une résistance en compression uniaxiale de 81 MPa. Sous la même contrainte de confinement (16 MPa) un autre essai sur le matériau de brèche a été effectué avec échantillon de 100mm de diamètre par l'Université d'Edinbourg (Elphik et al 2003). Cet essai a donné une résistance au cisaillement de 107 MPa, donc supérieure à que

l'on a trouvé. Cette différence peut s'expliquer par la forte hétérogénéité des échantillons de brèche (figure V.3-6).



FigureV.3-5 : cercles de Mohr et critère de rupture de la formation calcaire et brèche



Figure V.3-6 : Photo d'échantillon de brèche S64

Sur la figure V.3-7 nous représentons les cercles de Mohr ainsi que la droite de rupture correspondant aux échantillons du grès S27. On obtient un angle de frottement de 41.7° et une cohésion de 16.2 MPa ce qui donne une résistance de 72 MPa en compression uniaxiale. Ces caractéristiques sont plus faibles comparées à celles observés pour la formation calcaire.

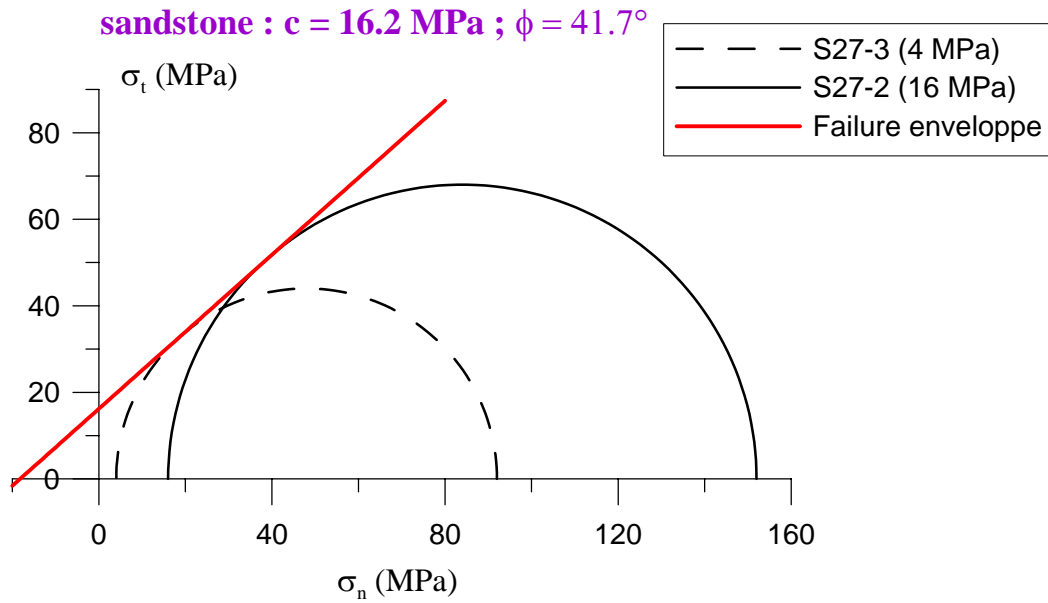


Figure V.3-7 : cercles de Mohr et critère de rupture de la formation de grès

Dans la figure V.3-8 on montre des photographies prises de la zone de cisaillement formée dans l'échantillon S27-2. Cette zone de localisation est clairement identifiée. La bande de cisaillement après essai apparaît sur la surface de l'échantillon comme une zone blanche visible à l'œil. Ce changement de coloration est dû à l'écrasement des grains et rend plus facile l'évaluation de l'épaisseur de la bande de cisaillement (dans ce cas elle égale à 2mm). L'observation au microscope optique de la zone de cisaillement montre que cette zone comporte une série de bandes de cisaillement quasi parallèle (voir la figure V.3-9).

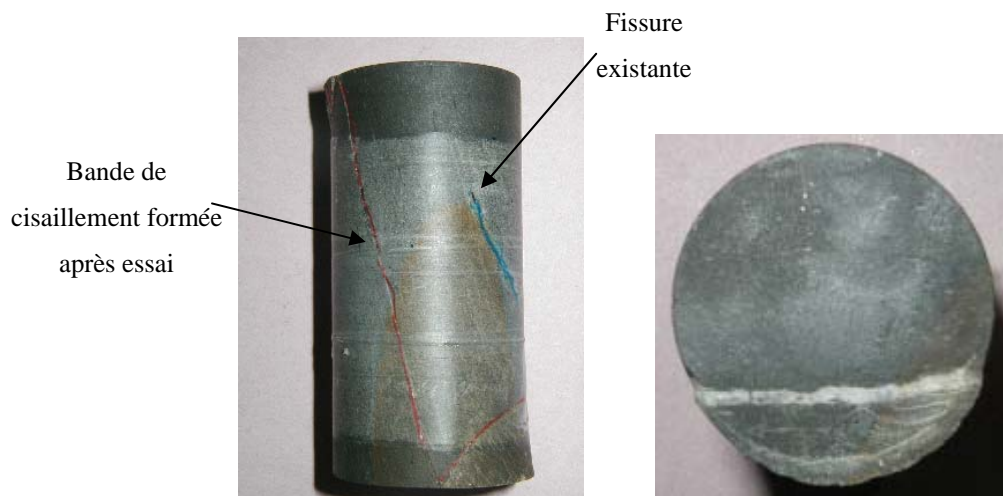


Figure V.3-7 : bande de cisaillement observée dans l'échantillon S27-2



Figure V.3-9 : observation au microscope optique de la bande de cisaillement formée « échantillon S27-2 »

Conclusion et perspectives

L'objectif du travail présenté dans ce mémoire était l'étude expérimentale pour une roche granulaire de l'influence du fluide interstitiel et des conditions de drainage sur le développement des bandes de cisaillement et des modes de rupture, et l'analyse sur la base d'une étude théorique du phénomène d'instabilité plastique correspondant à la formation de bandes de cisaillement en tenant compte du couplage hydromécanique.

Le grès de Fontainebleau de porosité totale égale à 20% a été choisi pour cette étude. Les principales raisons de ce choix ont été tout d'abord l'aspect très homogène de ce grès à l'échelle des échantillons, sa porosité suffisamment élevée pour une saturation rapide et le fait qu'il a servi à de nombreuses recherches conduites dans le domaine de la mécanique des roches ce qui nous donne la possibilité de comparer nos résultats obtenus à ceux de la bibliographie.

Un dispositif expérimental, adapté aux objectifs de notre étude, a été mis au point pour la réalisation des essais triaxiaux sous forte contrainte de confinement en conditions drainées et non drainées.

Les différents essais effectués sur les échantillons saturés en conditions drainées et non drainées nous ont montré que le grès testé est initialement isotrope avec une porosité de microfissuration naturelle inférieure à 1% de la porosité totale et qu'il possède un comportement fragile.

Les résultats issus des essais de compression hydrostatique, drainés et non drainés, montrent clairement que la compressibilité de la matrice rocheuse diminue avec l'augmentation de la contrainte moyenne effective et que le coefficient de Skempton B n'est pas constant, qu'il a le même type d'évolution avec la contrainte de confinement effective que celle observée pour la compressibilité. Ces essais nous ont donnés aussi les différents paramètres poroélastique concernant ce matériau.

En utilisant des méthodes analytiques à partir de considérations macro et micro-mécanique, nous avons évalué le coefficient de Skempton B en fonction des paramètres poroélastique déterminés expérimentalement. Les valeurs obtenues sont tout à fait comparables à celles

mesurées expérimentalement. Ce résultat témoigne aussi de la qualité des mesures de déformation et de pression interstitielle évaluée au moyen de notre dispositif de mesure.

L'examen de la notion de contrainte effective a montré que la définition de la contrainte effective de Biot décrit bien la réponse en contrainte – déformation dans la phase élastique.

Quant aux essais déviatorique, drainés et non drainés, avec cycles de déchargement – rechargement montrent clairement un endommagement progressif du matériau à travers la diminution des modules élastiques sécants. Cet endommagement est trouvé plus important dans le cas non drainé, ce qui met bien en évidence l'effet du développement plus de dilatance dû au développement de surpression interstitielle.

L'évolution de la surpression interstitielle issue des essais non drainés est trouvée conforme à la variation de la déformation volumique. Elle augmente dans la phase contractante et diminue dans la phase dilatante. Le maximum de la surpression interstitielle est d'autant plus élevé que la pression de confinement initiale est élevée.

Les phases de fissuration dans les échantillons de grès de Fontainebleau ont été étudiées. Nous avons évalué le seuil de microfissuration, le seuil de dilatance et le seuil de localisation pour les différents essais drainés et non drainés. Le seuil de localisation déterminé dans le cas des deux séries d'essais ne semble pas être affecté par la condition de drainage. Il se situe juste avant le pic de contrainte à un niveau de contrainte axiale entre 80 et 95%. Ce résultat est en accord avec ceux présentés dans la littérature.

L'orientation des surfaces de rupture, mesurées sur des échantillons par rapport à la direction de la contrainte principale mineure, montre une décroissance avec l'augmentation de la pression de confinement. Ces orientations ont été trouvées plus importantes dans le cas d'essais non drainés.

L'observation microscopique des bandes de cisaillement a permis d'évaluer précisément leur orientation et leur épaisseur. L'analyse des images prises au microscope, au moyen d'un logiciel d'analyse d'image, a permis de caractériser les processus de déformation et de quantifier des paramètres tels que la taille de grain, la porosité surfacique ou encore la surface spécifique. Les profils de porosité tracés pour chaque confinement ont montré un phénomène de dilatance à l'intérieur de la bande pour les essais testés sous faibles pressions de confinement, et un phénomène de contractance à l'intérieur des bandes pour les essais réalisés à fortes contraintes de confinement.

En utilisant un modèle d'estimation de la perméabilité (modèle de Walch et Brace 1984), nous avons évalué les valeurs de perméabilité suivant le profil de chaque confinement. Les résultats ont montré, qu'à l'échelle de l'échantillon, les bandes de cisaillement, qu'elles soient de nature contractante ou dilatante, sont des zones de plus faible perméabilité qui agissent comme barrière à la circulation du fluide.

La simulation du modèle hyperélastique avec endommagement et critère de plasticité non-linéaire a donné des résultats satisfaisants en ce qui concerne les essais drainés. Quant à la simulation des essais non drainés, une amélioration du modèle en terme de la prise en compte de la réponse en pression interstitielle, doivent être envisagés afin d'arriver à mieux simuler la réponse dans ce type d'essai.

Nous avons également montré que le modèle élastoplastique coaxial est bien adapté pour la prédiction de la localisation des déformations en bandes de cisaillement pour le grès de Fontainebleau.

Les études menées, dans le cadre du projet européen DGLab-Corinthe, sur le comportement thermo-hydro-mécanique du noyau argileux de la faille ont montré qu'un comportement radoucissant sous chargement thermique est possible. Cet effondrement thermique du matériau peut conduire à une pressurisation du fluide de la faille et à une réduction de sa résistance au cisaillement et activer ainsi le processus de glissement.

En perspective, il serait intéressant de poursuivre les études sur la structuration des zones de localisation des déformations pour d'autres types de roches (roches carbonatées, argilites) afin d'étudier l'évolution couplée de l'endommagement et de la perméabilité suivant la texture du matériau. Par ailleurs, les études sur l'effet des fluides et de la température sur le comportement des failles est un enjeu important pour la compréhension des mécanismes de nucléation des séismes. Cela nécessite une caractérisation complète du comportement thermo-hydro-mécanique des matériaux de failles et ouvre des questions sur la nature et la rhéologie des matériaux dans les zones sismogéniques

Références bibliographiques

ANTONELLINI M.A., AYDIN A. and POLLARD D.D 1994 : *Microstructure of deformation bands in porous sandstones at Arches National Park, Utah*. Journal of structural geology. vol.16, N°7, pp 941-959.

ARCHAMBAULT.G, POIRIER.S, ROULEAU.A, GENTIER.S, RISS.J 1999 : *Pore pressure behavior in undrained triaxial shear tests on joints* . Congrès International de mécanique des roches. Paris, Août 1999, Balkema, pp. 741 –745.

AYDIN Atilla, JOHNSON Arvid M 1983 : *Analysis of faulting in porous sandstones*. Journal of Structural Geology. vol. 5, No 1, pp. 19-31.

BAUD P., ZHU W. et WONG T.F. 2000 : *Failure mode and weakening effect of water on sandstone* . Journal of geophysical research. Vol 105, N° B7, pp 16371-16389.

BEKRI, S., XU, K., YOUSEFIAN, F., ADLER, P. M., THOVERT, J.-F., MULLER, J., IDEN, K., PSYLLOS, A., STUBOS, A. K., IOANNIDIS, M. A., 2000 *Pore geometry and transport properties in North Sea chalk*. Journal of Petroleum Science and Engineering, Vol. 25:107-134, 2000.

BERGE. P.A, WANG. H.F, BONNER. B.P. 1993 : *Pore pressure buildup coefficient in synthetic and natural sandstones* . Int. J. Rock Mech. Min Sci & Geomech. Abstr. Vol 30, N°7, PP 1135-1141.

BESUELLE P 1998: *Déformation et rupture dans les roches tendres et les sols indurés : comportement homogène et localisé* Thèse de Doctorat à l'Université Joseph Fourier, Grenoble I., 370 p.

BESUELLE P. and DESRUES J. 1998 : *Internal instrumentation for strain measurements on soft rocks tested in an axisymmetric triaxial cell* . In 2nd int. Symp. Hard Soils and Soft Rocks: The Geotechnique of hard soils and soft rocks, Napoli, October 1998, ed. by Evangelista A. and Picarelli L., Balkema, Vol. 1, pp. 45-48.

BESUELLE P., DESRUES J., RAYNAUD S. 2000 *Experimental characterisation of the*

localisation phenomenon inside a Vosges sandstone in a triaxial cell. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 37, 8 : 1223-1237.

BIENIAWSKI Z.T 1967 : *Mechanic of brittle failure of rock* . Part II : experimental studies. Int J. Rock Mech and Min Sci, Vol 4, N°4, pp 407-423.

BIOLZI L. et LABUZ J.F.1993 : *Global instability and bifurcation in beams composed of rock-like materials* . Int.J. Solids Structures, Vol 30, N° 3, pp 359-370.

BIOT M.A. 1941 : *General theory of three dimensional consolidation* . J App. Phy, Vol 12, pp 155-164

BISHOP A. 1966 : *Inaugural Lecture, Imperial college of science and technology, london*
Soils and soft rocks as engineering materials 6, 289-313

BISHOP A. 1973 : *The influence of undrained change in stress on the pore pressure in porous media of low compressibility* . Géotechnique 23, N°3, 13 – 32.

BOOZER, G.D., HILLER, K.H. and SERDENGECTI, S. 1962 : “*Effects of pore fluids on the deformation behavior of rocks subjected to triaxial compression*”. Proc. 5th Symp. Rock Mech., Minneapolis, Minn. pp. 579-624.

BOURBIE T. et ZINSZNER B. 1985. : *Hydraulic and acoustic properties as a function of porosity in Fontainebleau sandstone* Journal of Geophysical Research. Vol. 90, N°. B13, PP 11524-11532.

BOUTECA. M et GUEGUEN. Y. 1999 : *Mechanical proprerties of rocks – pore pressure and scale effects* . Oil & Gaz science and technology – Rev. IFP. Vol 54, N°6, pp 703-714.

BRACE W. F 1965 : *Relation of elastic proprerties of rocks to fabric* . Journal of geophysical research, Vol 70, N° 22, pp 5657-5667.

BRACE W.F., PAULDING B.W., SCHOLZ C. 1966 : *Dilatancy in the fracture of crystalline rocks* . J. Geophys. N°16, Vol 71. 3939-3953

BRADY B.G.H and BROWN E.T 1985 :. *Rock Mechanics for Underground Mining* . Georges Allen & Unwin, London, 527pp.

CEREPI.A, DURAND.C et BROSSE.E 2002 : *Pore microgeometry analysis in low-resistivity sandstone reservoirs* . Journal of petroleum science and engineering, 35, pp 205-232.

CHARLEZ Ph. A. 1991 : *Rock mechanics* Edition TECHNIP.

CLAYTON C.R.I, KHATRUSH S.A., BICA A. V.D. and SIDDIQUE A, 1989 : *The Use of Hall Effect Semiconductors in Geotechnical Instrumentation* . Geotechnical Testing Journal. ASTM. Vol. 12, No 1, pp. 69-76.

COOK, N.G.W.1965 : *The failure of rock* . Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol; 2, No 4, PP 389-403.

CORNET F.H 1977 : “ *Etude du comportement élastique et fragile des roches saturées par un liquide* ” Revue française de Géotechnique. Vol.2, pp 81-100.

CORNET F. BERNARD P. MORETTI I 2004a : The corinth rift laboratory, Comptes rendus de Geosciences, 336, 4-5, 235-242.

CORNET F. DOAN M.L. MORETTI I et GORM G. 2004b : Drilling through the active Aigion fault : The AIG10 well observatory, Comptes rendus de Geosciences, 336, 4-5, 395-406

COUSSY.O. 1991 : *Mécanique des milieux poreux* , Editions Technip. Paris.

CUCCOVILLO. T et COOP. M.R. 1997 : *The measurement of local axial strains in triaxial tests using LVDTs* . Géotechnique 47. N°1, pp 167-171.

DAVID.C et DAROT.M. 1989 : *Permeability and conductivity of sandstones* . Rock at great depth, Maury & Fourmaintraux (eds). Belkema, Rotterdam, pp 203-209.

DAVID.C, MENENDEZ.B, ZHU.W et WONG.T.F. 2001 : *Mechanical compaction, microstructures and permeability evolution in sandstones* . Phy. Chem. Earth (A), Vol 26, N°1-2, pp 45-51.

DESRUES J. et MOKNI M. 1991 : *Tomodensitométrie et localisation dans les sables* . X ECSMFE, Florence, Balkema eds, pp 61-64.

DETOURNAY 1993 : *The influence of microstructure on rock deformation* . In Comprehensive Rock Engineering (ed. J. Hudson), Pergamon Press, Vol. 1, 243-254

DROPEK.R.K, JOHNSON.J.N, WALSH.J.B 1978 : *The influence of pore pressure on the mechanical properties of kayenta sandstone* . Journal of geophysical reasearch. Vol 83, N° B6, PP 2817-2824 .

DU BERNARD. X et LABAUME. P. 2002 : *Bandes de déformation dans les grès : typologie en fonction de la composition minéralogique et du mode de déformation* . GDR milieux divisés, Milieux granulaires et sciences de la terre.

El BIED 2000 : *Etude expérimentale et modélisation du comportement des roches granulaires – Ecrouissage, radoucissement et rupture en mode localisé* . Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. 513 p.

EL BIED A., J. SULEM et F. MARTINEAU, 2002 : *Microstructure of shear zones in Fontainebleau sandstone* *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 39, 7, 917-932.

El BIED A et SULEM J. 2003 : *Adaptation du mode opératoire pour la réalisation d'essais en compression vraie sur les roches* . Revue française de géotechnique, Vol 103, pp 160-188.

FABRE.D et GUSTKIEWICZ.J 1997 : *Poroelastic properties of limestones and sandstones under hydrostatic conditions* . Int. J. Rock Mech .Min. Sci. Vol 34, N° 1, PP 127-134.

FAIRHURST C.E. et HUDSON J.A.1999 : *Draft ISRM suggested method for the complete stress-strain curve for intact rock in uniaxial compression* *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 36, pp 279-289.

FINNO R. J. HARRIS. W.W. MOONEY M. A.et VIGGIANI. G. 1996 : *Strain localization and undrained steady state of sand* . Journal of Geotechnical engineering, pp 462-473.

FREDRICH.J.T, EVANS B et WONG T. F. 1990 : *Effect of grain size on brittle an semibrittle strength : implications for micromechanical modelling of failure in compression* . Journal of geophysical sereach, Vol 95, N° B7, pp 10907 - 10920

FREDRICH.J.T, GREAVES. K.H, MARTIN.J.W. 1993 : *Pore geometry and transport properties of Fontainebleau sandstone* . Int. J. Rock Mech. Min Sci & Geomech. Abstr. Vol 30, N°7, PP 691-697.

FREDRICH.J.T, MARTIN.J.W, CLAYTON.R.B 1995 : *induced pore pressure response during undrained deformation of tuff and sandstone* . Mechanics of materials. Vol 20, PP 95 – 104.

GARG.S.K et NUR.A : *Effective stress laws for fluid – saturated porous rocks* . Journal of geophysical, research. 1973, Vol 78, N°26, PP 5911 – 5921.

GOMES GORREIA. A, ANHDAN.L.Q, KOSEKIJ et TATSUOKA.F. 2001 : *Small strain stiffness under different isotropic and anisotropic stress conditions of two granular granite materials* . Advanced laboratory stress-strain testing of geomaterials, Tatsuoka, Shibuya & Kuwano (eds). Swets & Zeitlinger Publisher, pp 209-215.

GOODMAN. R.E et OHNISHI. Y. 1973 : *Undrained shear testing of jointed rock* . Rock Mechanics 5, pp 129-149.

GOURRI A.1991 : *Contribution à l'étude de l'influence des conditions de drainage sur les propriétés poroélastique des roches carbonatées*.Thèse de doctorat U.J.F de Grenoble,176 p.

GUSTKIEWICZ.J 1989 : *Synoptic view of mechanical behaviour of rocks under triaxial compression* . Rock at great depth, Mauru &Fourmaintraux (eds). Balkem, Rotterdam. PP 3 – 10.

GUSTKIEWICZ.J 1998 : *Compressibility of rocks with a special consideration given to pore pressure* . Poromechanics, Thimus et al (eds). Belkema, Rotterdam. PP 573 – 577.

HAIED A. 1995 : *Etude expérimentale de la rupture en mode de déformations localisé dans un grès* . Thèse de doctorat, Université de Lille I. P 180.

HANDIN.J, HAGER.R.V, FRIEDMAN.M, FEATHER.J.N 1963 : *Experimental deformation of sedimentary rocks under confining pressure : pore pressure tests* . Bulletin of the american association of petroleum geologists. Vol 47, N° 5, PP 717-754.

HECK, W.J. 1970 : *suggested method of test for triaxial compressive strength of undrained rock core specimens with induced pore pressure measurements* . In Special Procedures for

Testing Soil and Rock for Engineering Purposes. A.S.T.M. Special Technical Publication No. 479, pp. 604-612. Hobbs, D.W. The strength of coal under triaxial compressive Coll. Eng. Vol. 39.

HECK W.J 1972 : *Development of equipment for studying pore pressure effects in rock* . Basic and Applied Rock Mechanics. Gray, K.E. (ed.). 10th Symp. Rock Mech., Austin, Texas, May 1968. New York : A.I.M.E. 1972, pp. 243-266.

Heck 1965

HUDSON J.A., BROWN.E.T et FAIRHURST.C 1971 : *Optimizing the control of rock failure in servo-controlled laboratory tests* . Rock mechanics 3, pp 217-224.

IOANNIDIS M. A, KWIECIEN M. J. et CHATZIS I. 1996 : *Statistical analysis of the porous microstructure as a method for estimating reservoir permeability* . Journal of petroleum science and engineering, 16, pp 251-261.

JARDINE R.J., SYMES M.J., and BURLAND J.B. 1984 : *The measurement of soil stiffness in the triaxial apparatus* . Géotechnique, Vol. 34:3, pp. 323-340.

JARDINE R.J., POTTS D.M., FOURIE A. and BURLAND J.B. 1986 : *Studies of the influence of non-Linear Stress-Strain Characteristics in Soil-Structure Interaction* . Geotechnique. 36: 377-396.

KARAMI M. H. 1998 : *Etude expérimentale du comportement poromécanique d'une roche endommageable* . Thèse de doctorat, Université de Lille I. P 172.

LADE.P.V et DE BOER 1997 : *The concept of effective stress for soil, concrete and rock* . Géotechnique. Vol 47, N°1, PP 61-78.

LAMA R.D. et VUTUKURI V.S. 1978 : *Series on rock and soil mechanics* , Vol II and III, Transtech publications.

LANE.K.S 1970 : *Engineering problems due to fluid pressure response in rock* .Rock Mechanics-Theory and practice. W.H Somerton. Emerican Institute Petroleum Engineers, University of California. PP 501 – 514.

LARIVE E. 2002 : *Etude expérimentale des roches à très faible perméabilité par la mise en œuvre d'un perméamètre de précision* Thèse de doctorat de l'Université de Montpellier II.

LIANG Z., IOANNIDAS M. A. et CHATZIS I. 2000 : *Permeability and electrical conductivity of porous media from 3D stochastic replicas of the microstructure* . Chemical engineering science, 55, pp 5247-5262

LO PRESTI D. C., PALLARA O., COSTANZO D., IMPAVIDO M. 1994 : *Small strain measurements during triaxial test ; Many problems, some solutions* . Pre-failure deformation of geomaterials, Shibuya, Mitachi & Miura (eds). Balkema, Rotterdam, pp 11-16.

MAIR. K, MAIN I et ELPICK S. 2000 : *Sequential growth of deformation bands in laboratory* . Journal of structural geology, 22, pp 25-42.

MASUDA.K 2001 : *Effects of water on rock strength in brittle regime* . Journal of structural geology. N°23, pp 1653-1657.

MENEDEZ B, ZHU W et WONG T. F. 1996 : *Micromechanics of brittle faulting and cataclastic flow in Berea sandstone* . Journal of structural geology, Vol 18, N° 1, pp 1-16.

MERRITT J ALDRICH. M.J 1969 : *Pore pressure effects on berea sandstone subjected to experimental deformation* . Geol. Soc. Am. Bull. 80, PP 1577 - 1586

MESRI.G.K, ADACHI et ULLRICH 1976 : *Pore pressure response in rock to undrained change in all round stress* . Geotechnique. Vol 26, N°2, PP 317-330.

MORETTI I., MICARELLI L., DANIEL J.M., EYSSAUTIER S., FRIMA C., 2003 : The Cores of AIG-10. IFP Report 57240

OULAHNA.A 1996 : *Etude du comportement du grès rouge de wildmoor. Application à l'analyse de stabilité d'un forage pétrolier en cours de creusement et de production* . Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. 213 p.

OKUBO. S et NISHIMATSU. Y. 1985 : *Uniaxial compression testing using a linear combination of stress and strain as the control variable* . Int. J. Rock Mech. Min Sci & Geomech. Abstr. Vol 22, N°5, PP 323-330.

ORTEGA-BUCIO de GARICA 1994 : *Développement d'une cellule triaxiale haute pression pour essais sur roches poreuses saturées. Application aux grès*, Thèse de Doctorat à l'Université Joseph Fourier, Grenoble I. 1994, 168 p.

PANET M. 1976 : *La mécanique des roches appliquées aux ouvrages du génie civil* .
Edition ENPC, France.

PAPAMICHOS 1992 : *Surface Instability and Fracture* Theory and Experiment, Ph.D.
Thesis, University of Minnesota.

PAPAMICHOS E, VARDOULAKIS I. et OUADFEL H. 1993 : *Permeability reduction due to grain crushing around a perforation* . Int. J. Rock Mech. Min Sci & Geomech. Abstr. Vol 30, N°7, PP 1223-1229.

PATERSON M.S., 1978 : Experimental rock deformation-the brittle field. Berlin Heidelberg
New York : Springer-Verlag, p. 254.

PELLEGRINO A 1995 : Comportement fragile des roches dégradation des propriétés
élastiques et anisotropie induite par les contraintes. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des
Ponts et Chaussées, Paris

PELLEGRINO A., SULEM J., BARLA G.1997 : *The Effects of Slenderness and Lubrication on the Uniaxial Behavior of a Soft Limestone* Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Vol. 34, No. 2, pp. 333-340.

RETTENMAIER D, DIURGEA V, HOTZL H. et FORSTER A 2004 : The AIG drilling
project (Aigion, Greece) : interpretation of the litho-log in the context of regional geology
and tectonics, Comptes Rendus Geosciences, 336, 4-5, 445-445.

RICE J.R. 1975 : *On the stability of dilatant hardening for saturated rock masses* Journal of
Geophysical Research, Vol. 80, No. 11, pp. 1531-1536

RICE J. R et CLEARY M. P. 1976 : *Some basic stress diffusion solution for deformation in pressure sensitive dilatant materials* . J. Mech. Phy. Solids, Vol 23, pp 371-394.

ROBINSON.L.H 1959 : *The effect of pore and confining pressure on the failure process in sedimentary rock* . 3rd Symp. Rock Mech. Quart. Colo. School Min. 54, PP 177 - 199

ROGER V., DESRUES J, VIGGIANI G. 1998 : Experiments on strain localisation in dense sand under isochoric conditions in sandstone and bifurcation theory for soils and rocks . Oka F eds, Balkema, pp 239-248.

- RUMMEL F., FAIRHURST C. 1970 : *Determination of the post-failure behavior of brittle rock using a servo-controlled testing machine* , Rock Mech. 2, pp 189-204.
- SALEM H. S, CHILINGARIAN G. V. 1999 : *Determination of specific surface area and mean grain size from well-log data and their influence on the physical behavior of offshore reservoirs* . Journal of petroleum science and Engineering, 22, pp 241-252.
- SANO O, TREDA M et EHARA S. 1982 : *A study on the time dependent microfracturing and strength of Odhima granite* . Tectonophysics, 84, pp 343-362.
- SANTARELLI F.J.1987 : *Theoretical and experimental investigation of the stability of the axisymmetric wellbore* . Ph.D. Thesis, University of London
- SANTARELLI F.J.1990 : *Etude expérimentale de la bifurcation dans les roches* . Revue Française de géotechnique, vol. 50, p. 61 – 70.
- SANTARELLI F.J.1992 : *Quelques réflexions sur les biais d'observation lors des essais sur les modèles réduits de forage* . Rev. Franç. Géotech. 59, 33 – 41
- .SATORU et al 1994 : *The significance of local lateral-strain measurement of soil specimens for a wide range of strain* . Soils and foundations, Vol 34, N°2, pp 95-105.
- SCHOLEY G.H., FROST J.D., LO PRESTI D.C.F. and JAMIOLKOWSKI M., 1995 : *A review of instrumentation for measuring small strains during triaxial testing of soil specimens* . Geotechnical Testing Journal, Vol. 18:2, pp. 137-156.
- SKEMPTON A.W. : *The pore-pressure coefficients A and B* . Géotechnique. 1954, Vol 4, PP 143 – 147.
- SKEMPTON A.W.1961 : *Effective stress in soils, concrete and rocks* . Pore Pressure and Suction in Soils. Conference organized by Brit. National Soc. Of Int. Soc. Soil Mech. Found. Eng. At Inst. Of Civ. Eng., March 30 – 31, 1960. London : Butterworths 1961, pp. 4 – 16
- SONG I., ELPHICK S. ODLING N. MAIN I. G. et NGWENYA B.T 2004 : *Hydromechanical behaviour of fine grained calcilutite and fault gouge from the Aigion fault zone* . Compte rendus geosciences, 336, 4-5, 445-454.

SULEM. J, VARDOULAKIS I. , PAPAMICHOS E., OULAHNA A. and TRONVOLL J. 1999 : Elasto-plastic modelling of Red Wildmoor sandstone , Mech. Cohes-Frict. Mater., Vol 4, pp 215-245.

SULEM J, I. VARDOULAKIS , H. OUFFROUKH, M. BOULON and J. HANS 2004a :, *Experimental characterization of the thermo-poro-mechanical properties of the Aegion fault gouge* , Comptes Rendus à l'Académie des Sciences, 336, PP 455-466.

SULEM J, I. VARDOULAKIS , H. OUFFROUKH, V. PERDIKATIS 2004b :, *Thermo-poro-mechanical properties of the aigion fault ckayey gouge – application to the analysis of shear heating and fluid pressurization* , submitted to : Soils and Foundations, April 2004.

TATSUOKA, F. 1988. *Some Recent Developments in Triaxial testing Systems for Cohesionless Soils* . Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock. ASTM STP 977, pp 7-67

TATSUOKA F., SATO T., PARK C.S., KIM Y.S., MUKABI J. N., and KOHATA Y. 1994 : *Measurements of Elastic Properties of Geomaterials in Laboratory Compression Tests* Geotechnical Testing Journal, Vol. 17, N°. 1, pp. 80-94.

TERZAGHI. K. V. 1936 : *the shearing resistance of saturated soils and the angle between the planes of shear* , First Int. Conf. Soil. Mech. Found Engng, Harvard University, I, 54-56

TSELENTIS G. A, MAKROPOULOS K 1986 : *Rates of crustal deformation in the gulf of corinth as determined from seismicity* . Tectonophysics 24, 55-61

TIEN.Y.M, LEE.D.H, JUANG.C.H 1988 : *A study on the strain and pore water pressure characteristics of sandstone during repeated loading* . Key questions in rock mechanics, Cundall et al (eds). 1988 Balkem, Rotterdam. PP 43-49.

VARDOULAKIS I. and SULEM J. 1995 : *Bifurcation Analysis in Geomechanics* . Blackie Academic and Professional

VARDOULAKIS I 2002 : Steady shear and thermal run-away in clayey gouges . Int. J. Solids Structures, 39 3831-3844,

VERRUIJT.A : *Some remarks on the principle of effective stress* . IUTAM conference on deformation and failure of granular materials – Delft. 1982, PP 167-170.

VUTUKURI V.S., LAMA R.D. and SALUJA SS. , Handbook on mechanical properties of rocks, Vol. I Testing techniques and results, 1st edn, Trans Tech. Publications, Clausthal, Germany, 1974

WALSH.J.B et BRACE. W.F. 1984 : *The effect of pressure on porosity and the transport properties of rock* . Journal of geophysical research, Vol 89, N° B11, pp 9425-9431.

WALSH J. B. et GROSENBAUGH M. A. 1979 : *A new model for analyzing the effect of fracture on compressibility* . Journal of geophysical research, Vol 84, N° B7, pp 3532-3536.

WU.B, TAN.C.P, AOKI.T 1997 : *Specially designed techniques for conducting consolidated undrained triaxial tests on low permeability shales* . Int. J. Rock Mech. Min Sci. Vol 34, N°3-4, Paper N° 336.

ZHENG.Z 1993 : *Compressibility of porous rocks under different stress conditions* . Int. J. Rock Mech. Min Sci & Geomech. Abstr. Vol 30, N°7, PP 1181-1184.

ZIMMERMAN R. W., SOMERTON W. H. et KING M. S. 1986 : *Compressibility of porous rocks* . J. Geophysical research, Vol 91, N° B12, pp 12765-12777.

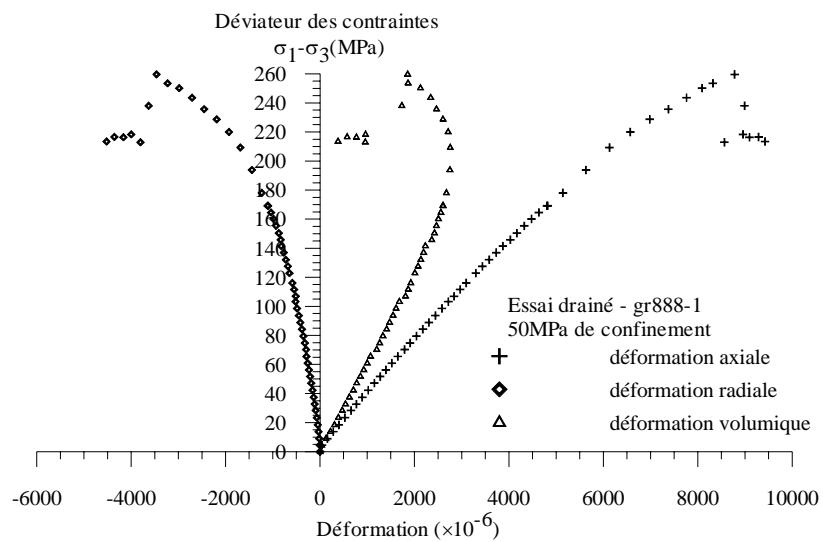
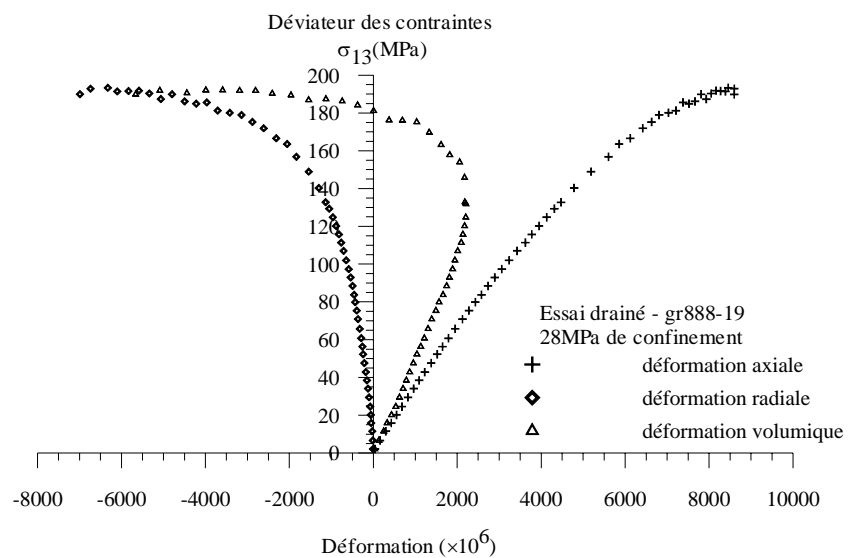
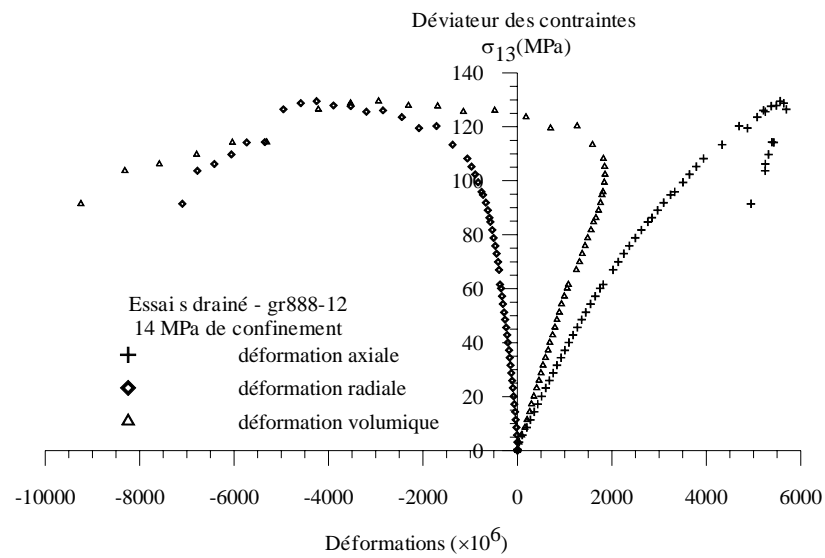
ZOBACK M. D. et BEYRLLEE J. D. 1976 : *Effect of high pressure deformation on permeability of ottawa sand* . The american association of petroleum geologists bulletin, Vol 60, N° 9, pp 1531- 1542.

Annexe I

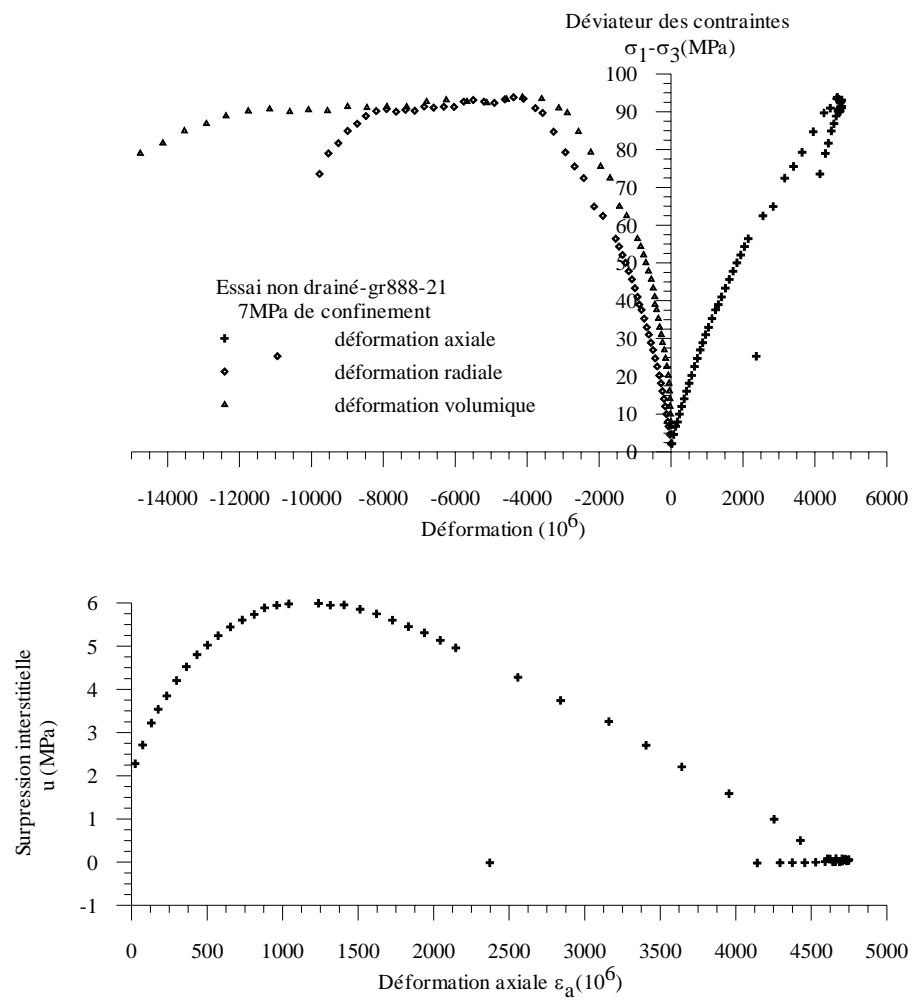
Résultats d'essais Complémentaires

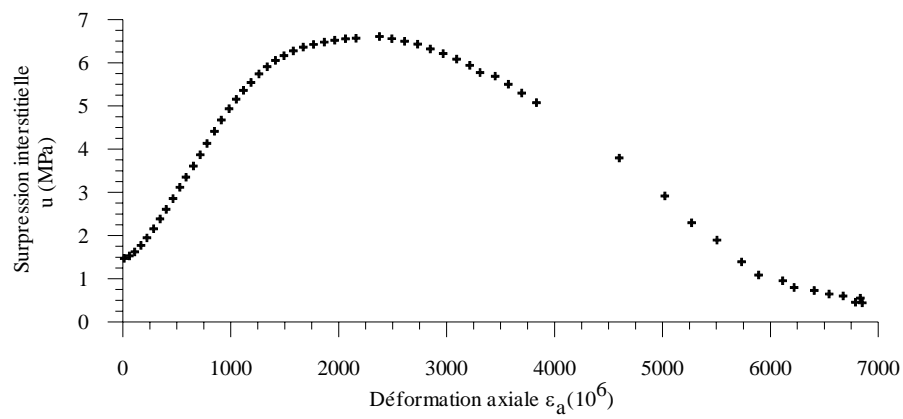
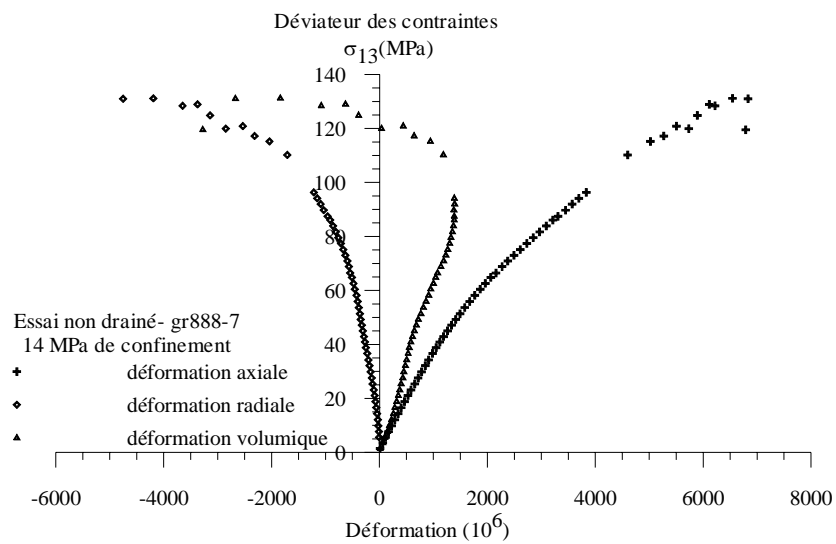
Essais triaxiaux (Phase déviatoire)

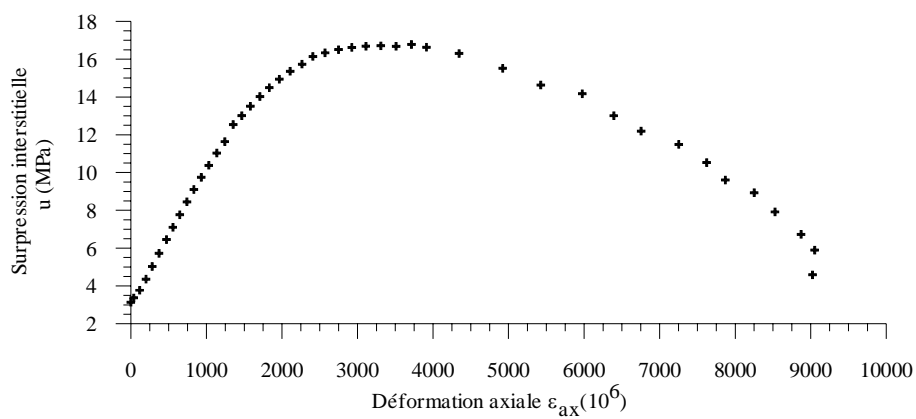
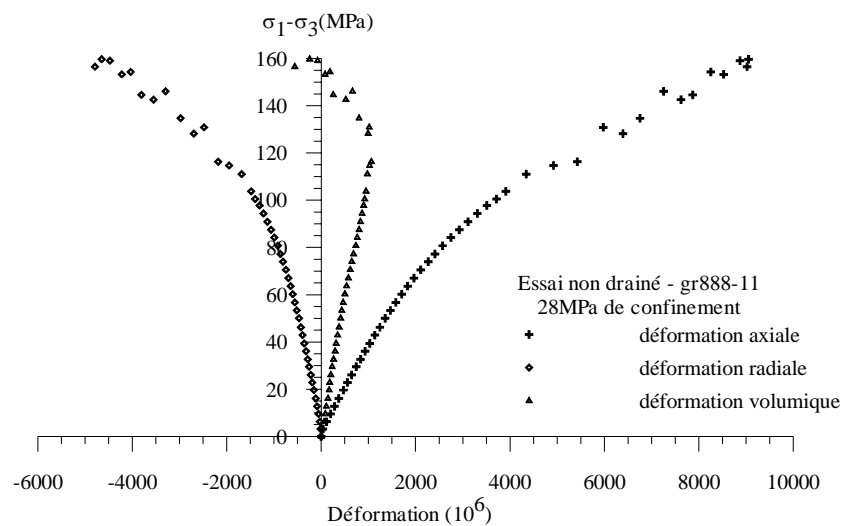
Essais drainés

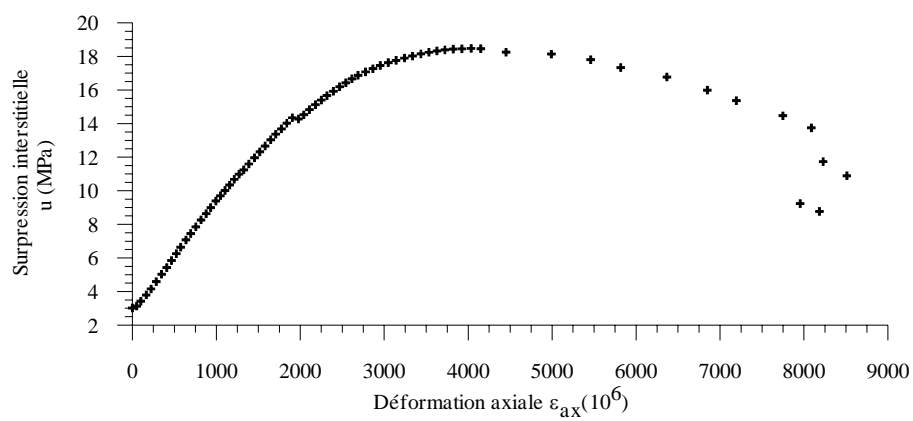
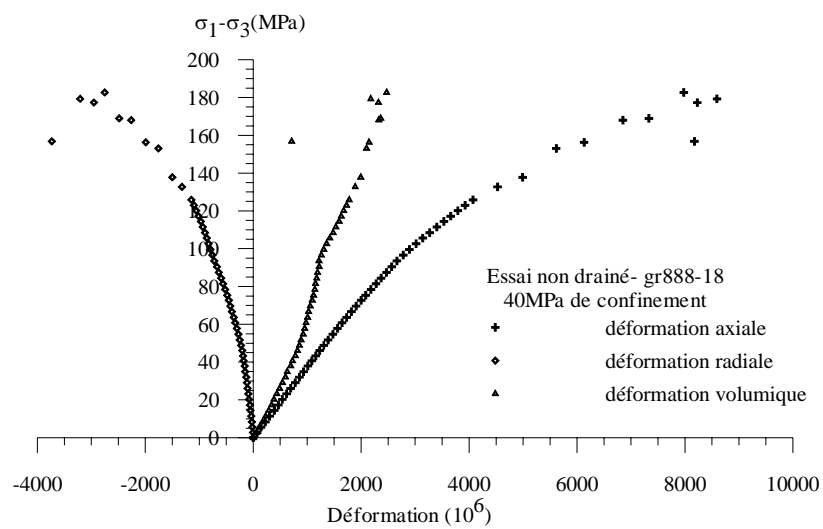


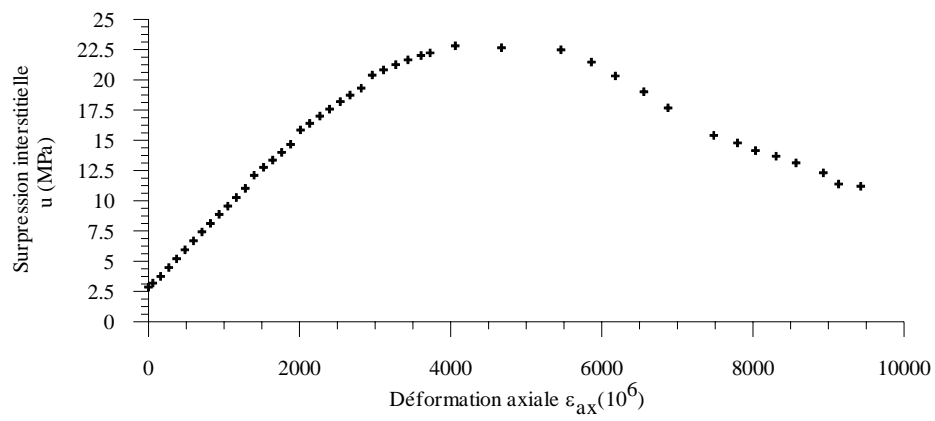
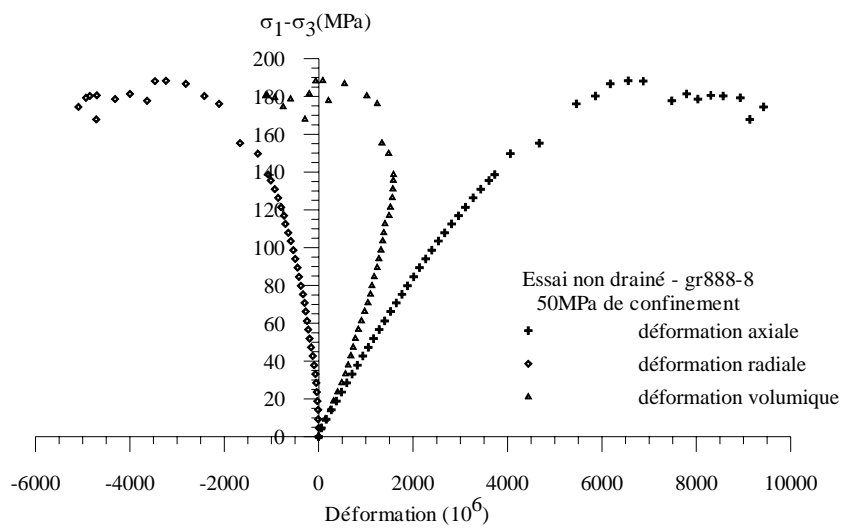
Essais non drainés







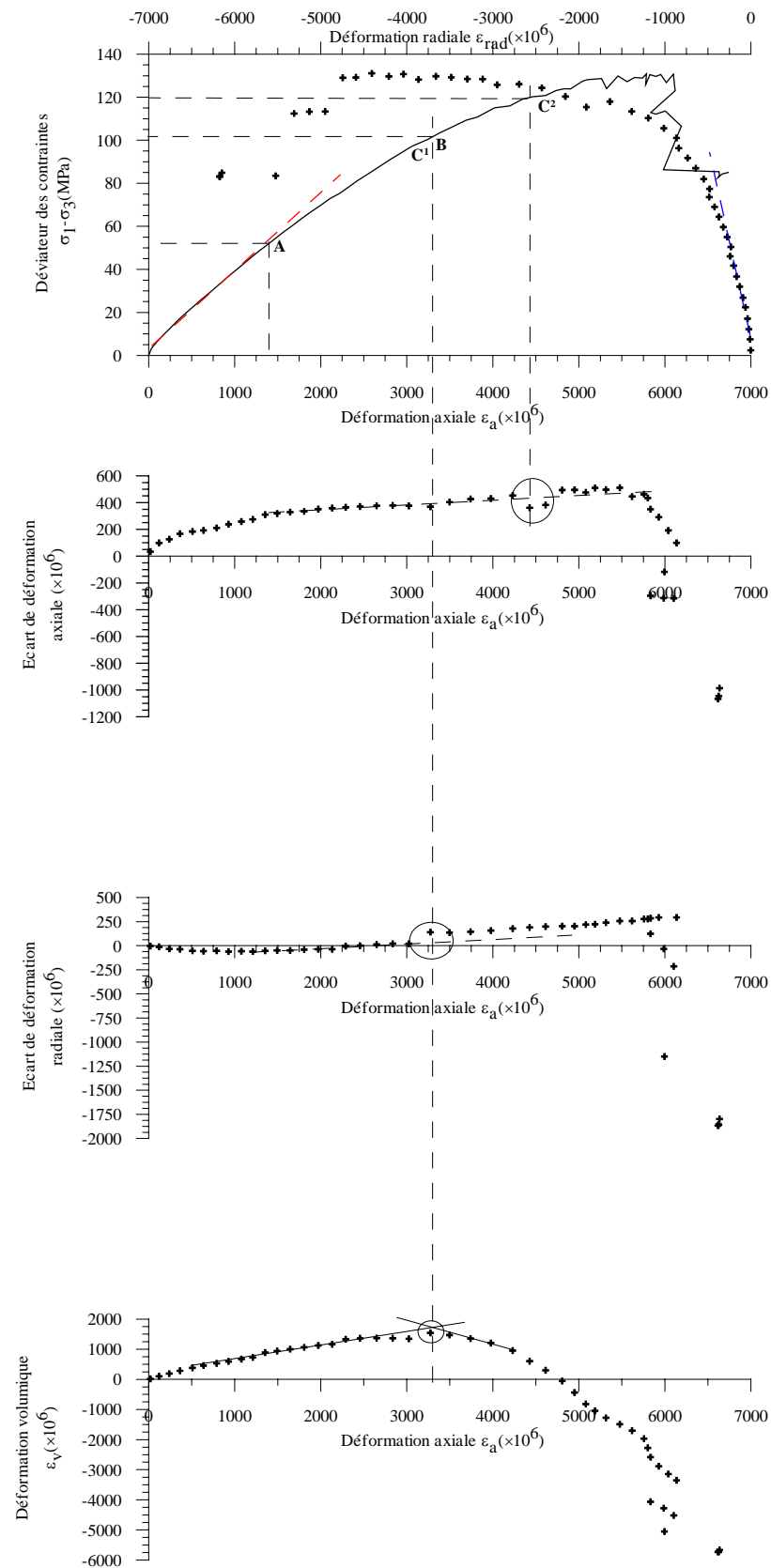




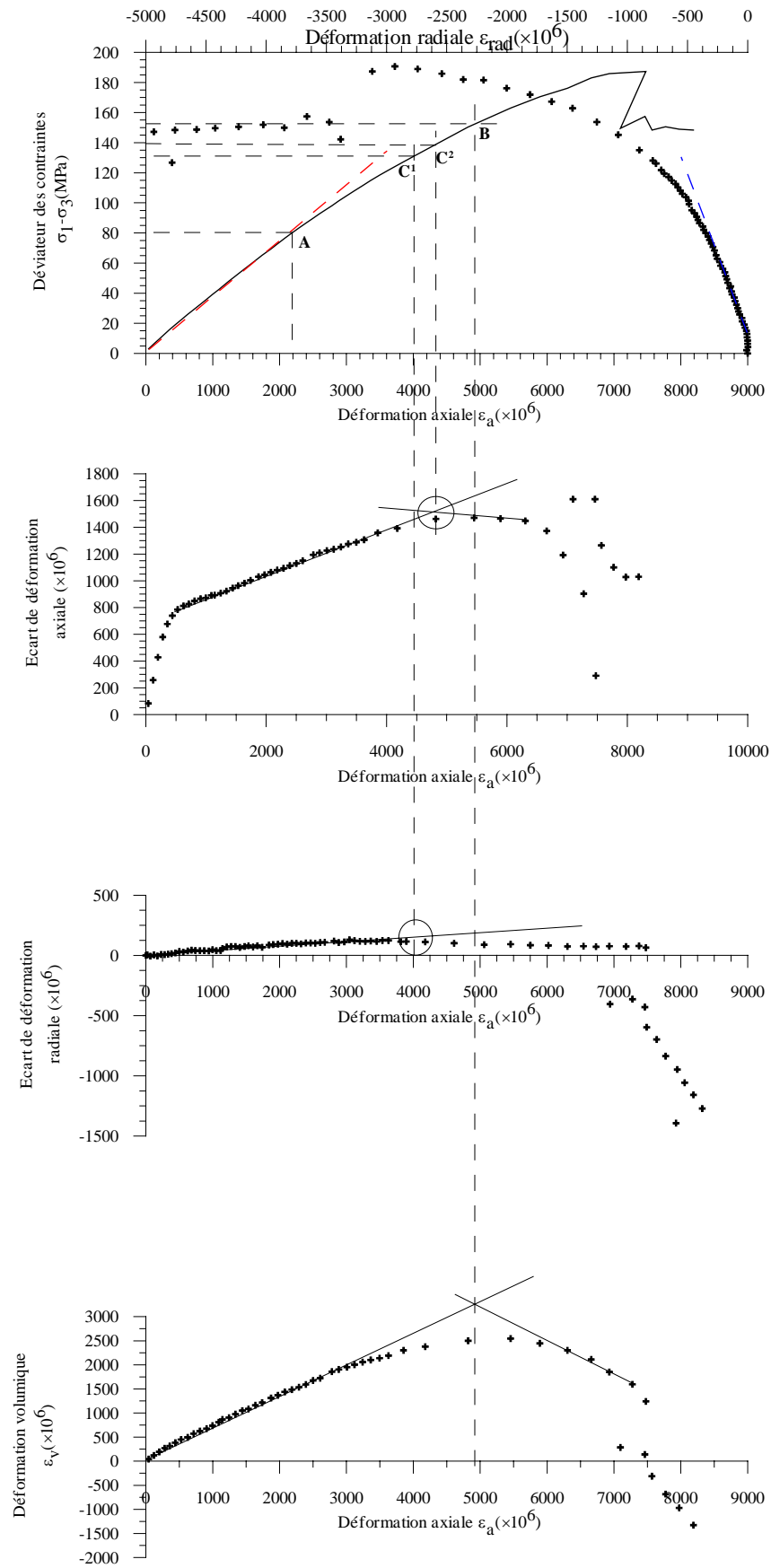
Détection de la localisation

Essais drainées

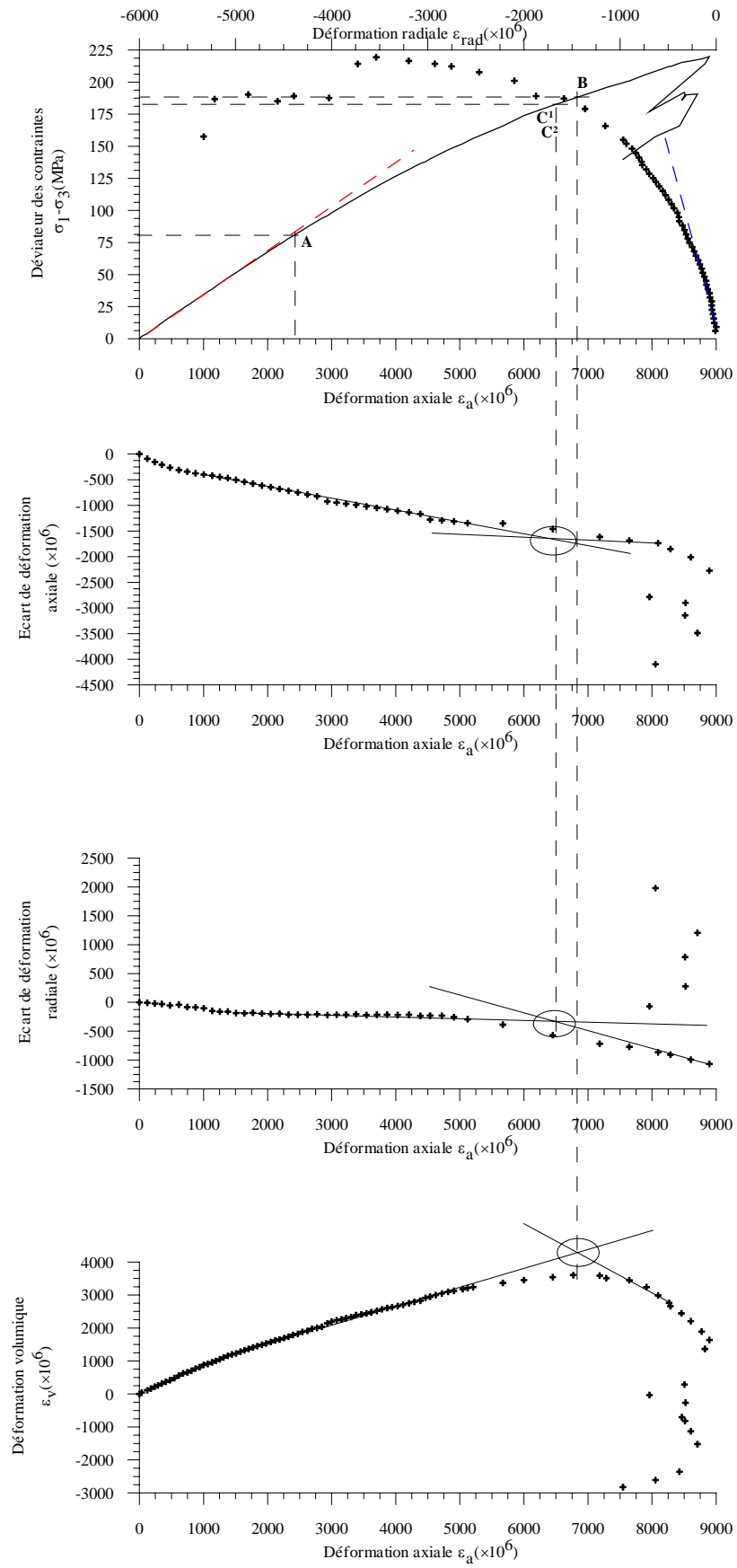
14MPa – gr888-24



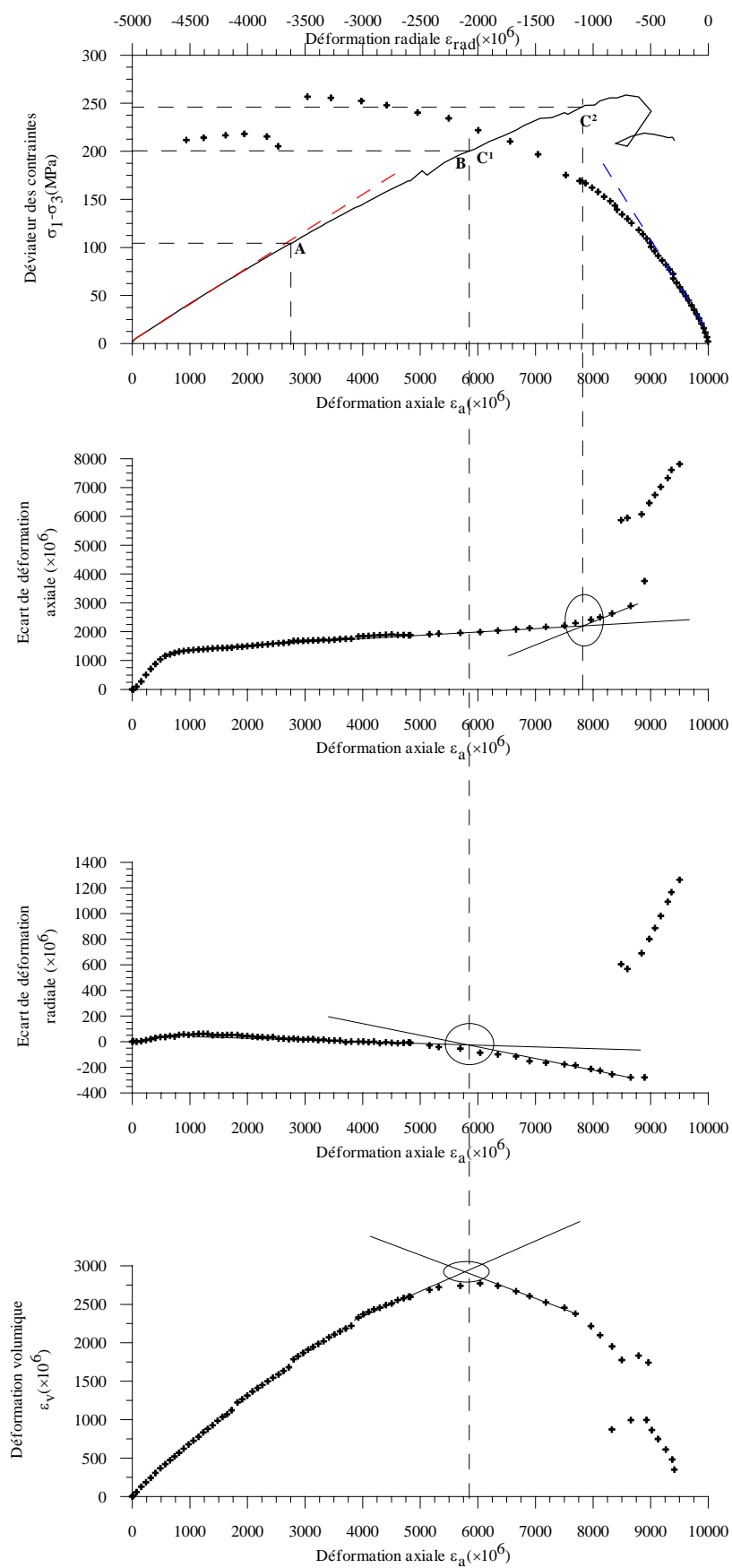
28MPa – gr888-15



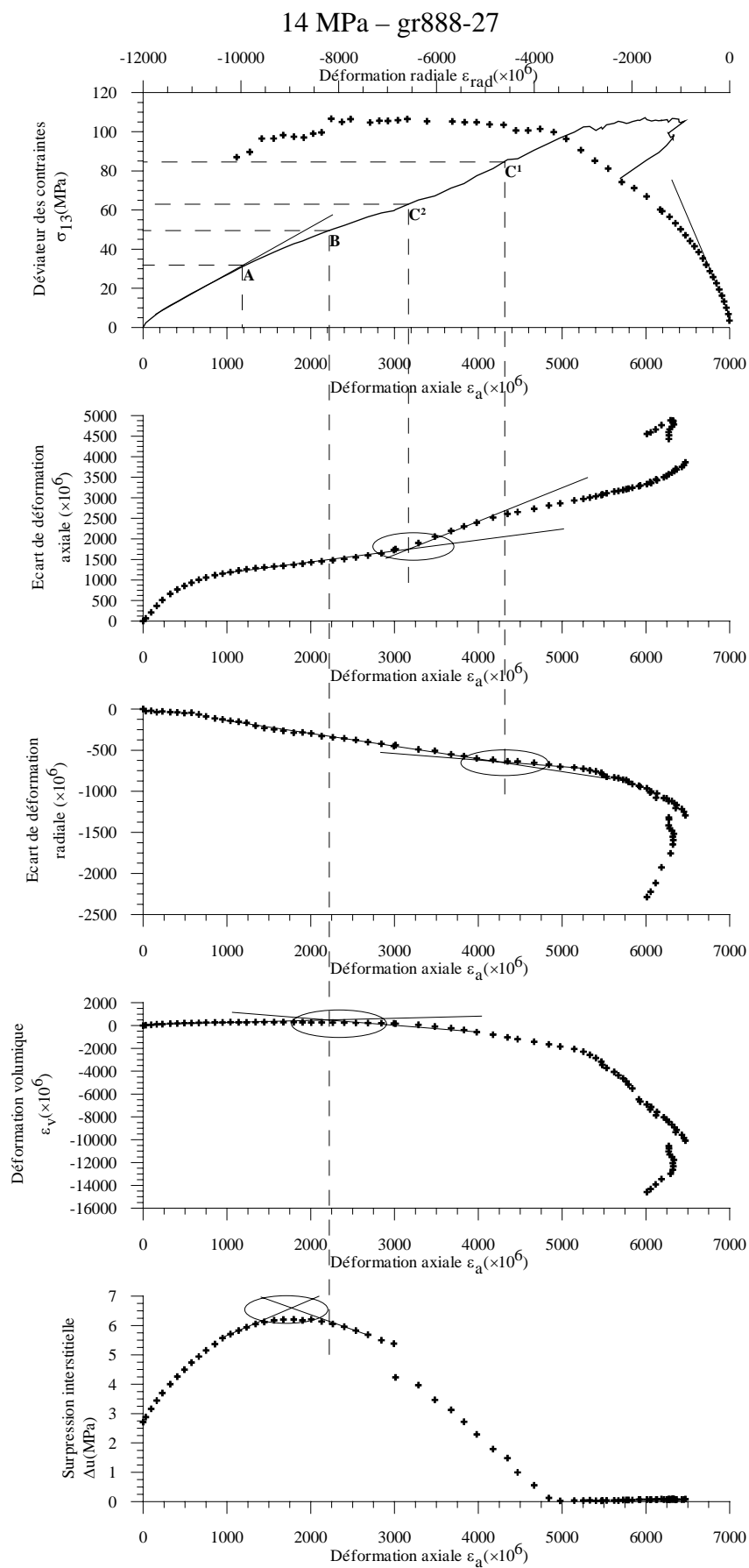
40MPa – gr888-26



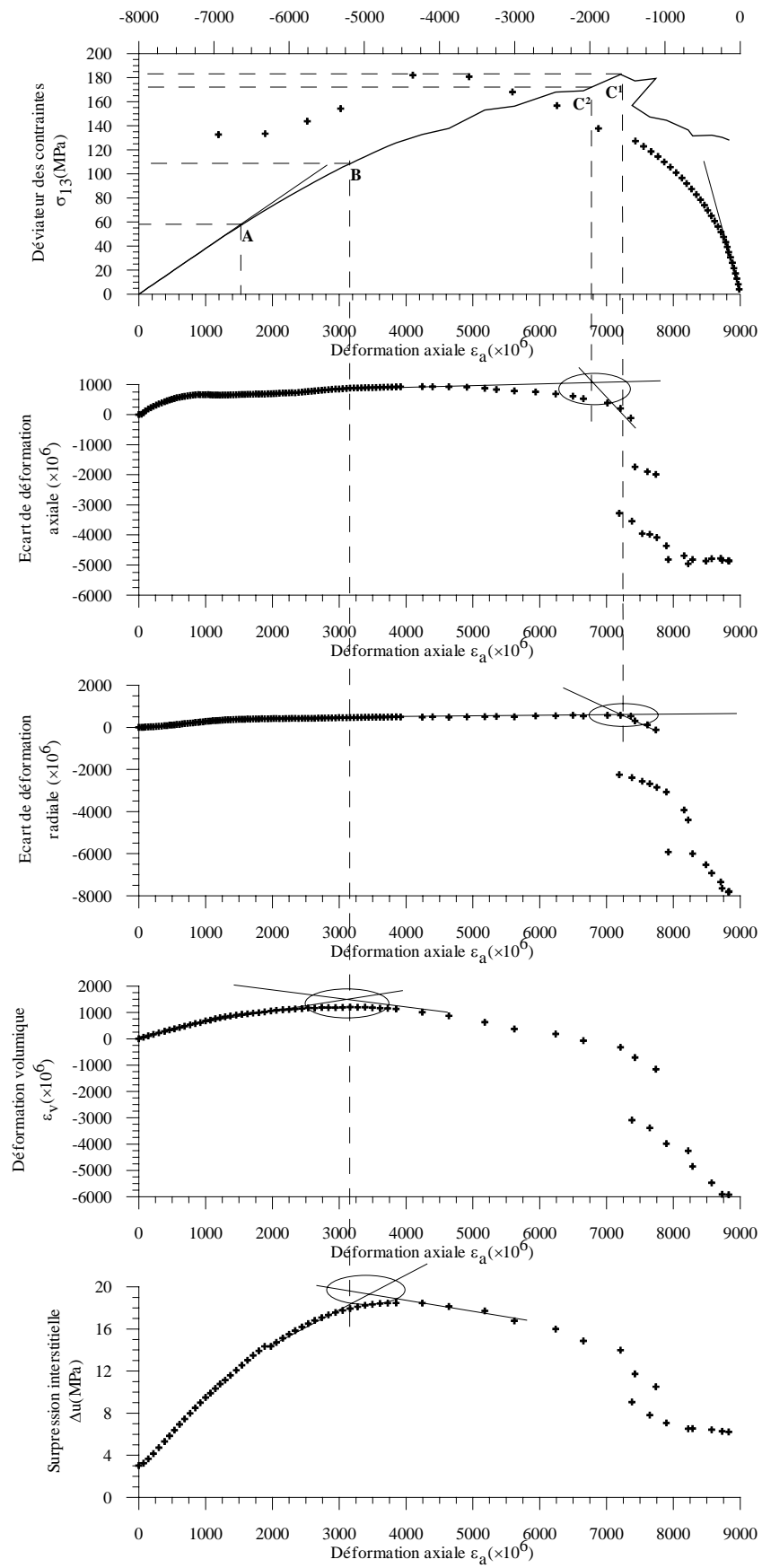
50MPa – gr888-1



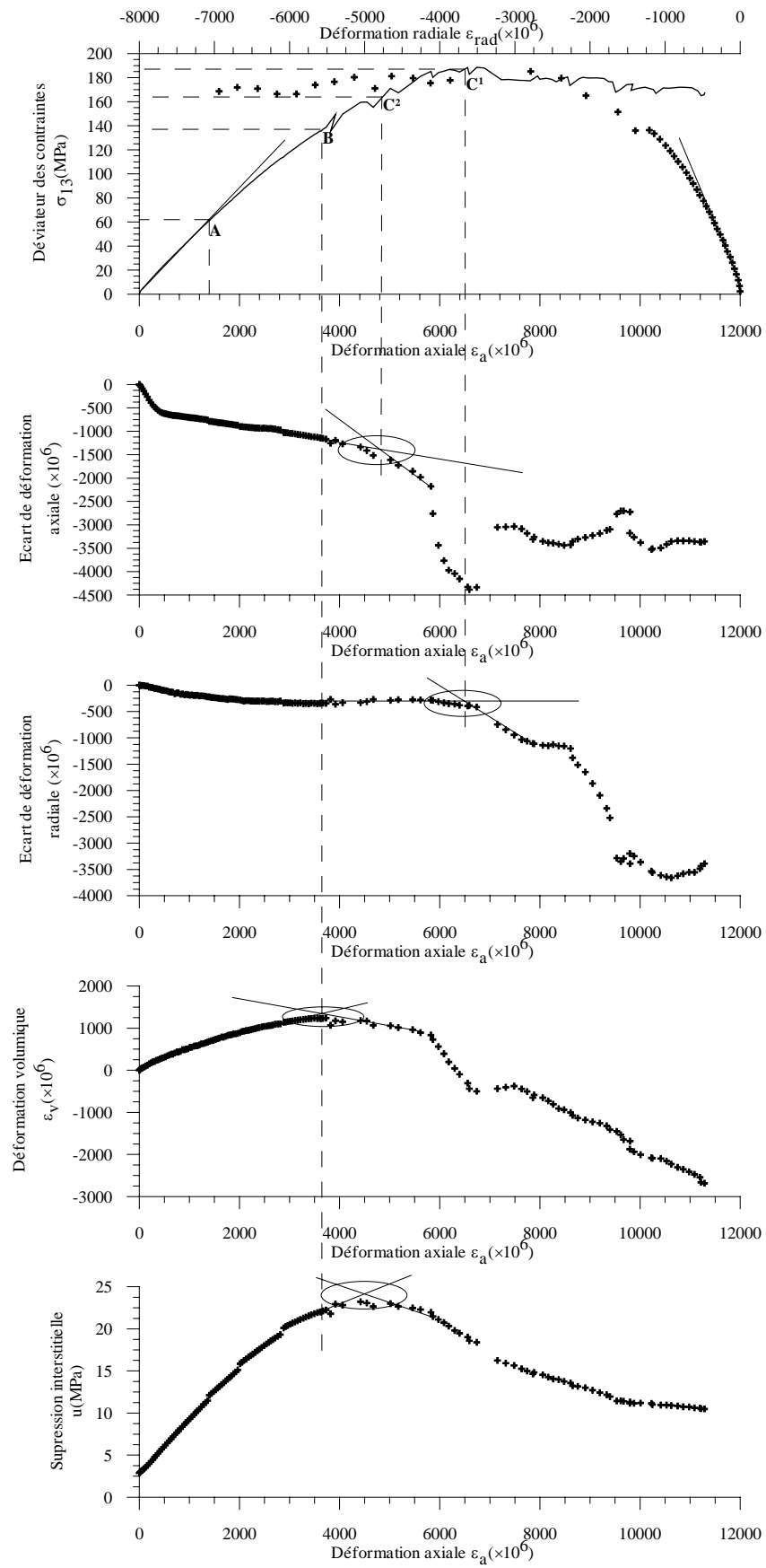
Essais non drainés



40 MPa – gr888-18



50 MPa – gr888-



Annexe II

Analyse de stabilité du modèle élastique non – linéaire

La condition de stabilité du modèle hyperélastique, évoquée dans le paragraphe VI.3-1, est vérifiée si la dérivée seconde du potentiel w^c par rapport à la contrainte élastique équivalente σ_e est positive. L'expression du potentiel w^c s'écrit sous la forme

$$w^c(\sigma_e, g^p) = \int_0^{\sigma_e} \frac{\sigma_e d\sigma_e}{E(\sigma_e, g^p)}$$

avec

$$\begin{cases} E_s(\sigma_e, g^p) = 2(1 + \nu_s(g^p)) \cdot \eta(g^p) \cdot G_s^*(\sigma_e) & \text{pour } 0 \leq \sigma_e \leq \sigma_e^{pic} \\ E_s(\sigma_e, g^p) = 2(1 + \nu_s(g^p)) \cdot \eta(g^p) \cdot G_s^{*pic} & \text{pour } \sigma_e \geq \sigma_e^{pic} \end{cases}$$

où les fonctions $G_s^*(\sigma_e)$, $\nu_s(g^p)$ et $\eta(g^p)$ sont données respectivement par les relations III.18, II.16 et III.19.

On a

$$\frac{d^2 w^c}{d\sigma_e^2} = \frac{E_s - \frac{dE_s}{d\sigma_e} \sigma_e}{E_s^2}$$

d'où

$$\begin{cases} \frac{d^2 w^c}{d\sigma_e^2} = \frac{(g_0 - g_2 \sigma_e^2)}{2(1 + \nu_s(g^p)) \cdot \eta(g^p) \cdot [g_0 + g_1 \sigma_e + g_2 \sigma_e^2]^2} & \text{pour } 0 \leq \sigma_e \leq \sigma_e^{pic} \\ \frac{d^2 w^c}{d\sigma_e^2} = \frac{1}{2(1 + \nu_s(g^p)) \cdot \eta(g^p) \cdot G_s^{*pic}} & \text{pour } \sigma_e \geq \sigma_e^{pic} \end{cases}$$

Les coefficients g_0 , $-g_2$, donnés dans le paragraphe III.3.2.2, sont positifs. Les fonctions $\nu_s(g^p)$ et $\eta(g^p)$ sont positives pour toute valeur de g^p .

$$\text{D'où } \forall \sigma_e \text{ et } g^p \quad \frac{d^2 w^c}{d\sigma_e^2} > 0$$